



4.1 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

LE OPERE STRUTTURALI v.2

Gruppo di progettazione: Eugenio Vassallo (capogruppo), Pierluigi Grandinetti (coordinamento), Sandro Pittini, Massimiliano Valle, Marino Del Piccolo, Daniele Mucin (sicurezza), Dario Cazzaro, Piera Puntel. Consulenti: Giorgio Danesi (interventi di conservazione), Stefano Massarino (impianti elettrici), Federico Mondini (impianti termoidraulici), Collaboratori: Stefano Arnoldo, Martha Cantù Toscano, Andrea Marchioli.

VARIANTE Sost. dep. n° 1255/15 del 18-06-2015

INDICE ANALITICO

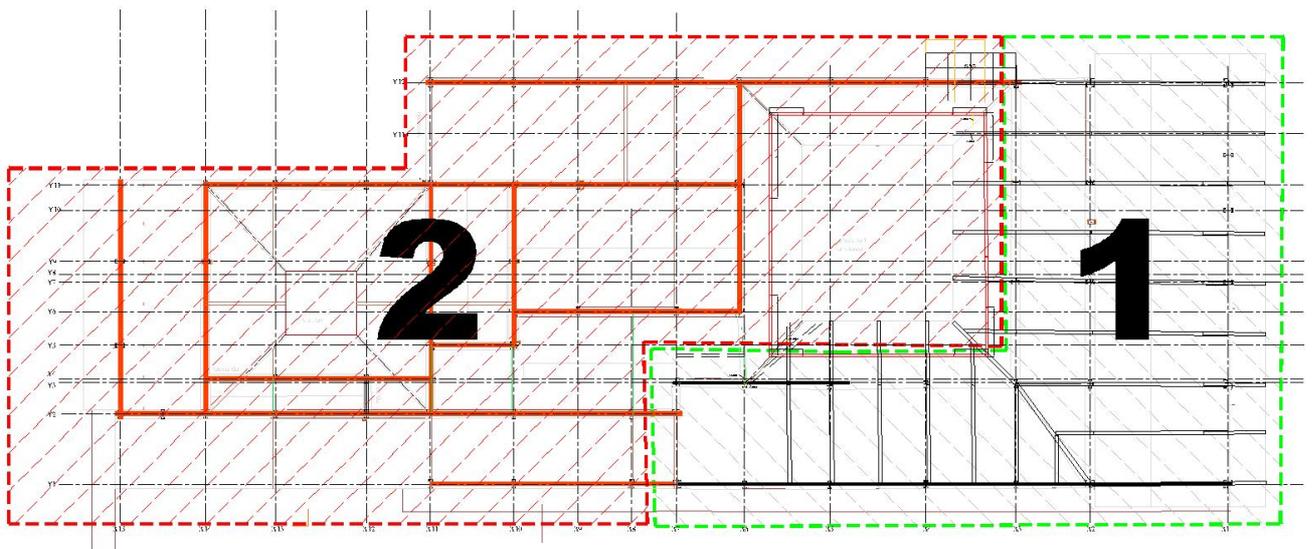
PREMESSA.....	2
II. PARAMETRI SISMICI.....	3
III . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI.....	4
IV. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA.....	5
V - RELAZIONE DI CALCOLO.....	13
1-PROGETTO.....	13
1.1. Lo stato di fatto: le configurazioni e i materiali.....	14
1.2. Le tipologie costruttive e gli schemi strutturali.....	16
1.3. Le fondazioni indirette su micropali.....	19
2-ANALISI DEI CARICHI.....	22
3. PARAMETRI DI CALCOLO.....	24
4.- CALCOLI STRUTTURALI - COPERTURE.....	25
MODELLO COPERTURE.....	48
5-PASSERELLE METALLICHE E PARAPETTO.....	66
FRANGISOLE.....	77
VERIFICA PARAPETTI.....	79
PIANI DI CALPESTIO.....	80
VETRO STRATIFICATO 10+10+10.....	81
VERIFICA TAVOLATO.....	85
6 - VERIFICHE SISMICHE.....	87
6.1 COMPARAZIONE TRA AZIONI DEL VENTO E SIMICHE.....	87
6.2 MODELLI FEM PER L'ANALISI STRUTTURALE.....	87
TIPO DI MODELLAZIONE.....	89
6.3.- CALCOLO MANUALE AZIONI SISMICHE STATICHE.....	90
6.4.- VERIFICHE NODI CAPRIATE.....	107
6.5.- ANALISI DI BUCKLING.....	111
VERIFICHE LOCALI PILASTRI (ELEMENTI BRICK).....	111
6.6- STRUTTURE DI FONDAZIONE- PALI.....	118
MODELLO STATICO GLOBALE partendo da modello S1.....	118
7. CONCLUSIONI ANALISI SISMICHE.....	122
8. RAMPA PERCORSO ESTERNO.....	143
RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI.....	153
PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE.....	154
ALLEGATI PROVE ESEGUITE SULLA STRUTTURA PER IL PRIMO LOTTO.....	163

PREMESSA

La presente relazione è relativa agli “**Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia**” –**SECONDO STRALCIO**.

Il progetto generale comprende le **opere strutturali relative alla copertura dell'area archeologica** della “*Domus di Tito Macro*” (detta già “della Pesca”).

Il primo Stralcio è già in fase di ultimazione con deposito delle strutture n°1255/2015 del 18/06/2015. Il Secondo Stralcio riguarda la copertura della parte occidentale (tratteggiata in rosso nella immagine seguente), e costituisce **Variante Sostanziale** al progetto esecutivo già depositato (1255/15). Già nel primo Lotto era stato descritto l'intero progetto, della Domus, già calcolato e verificato interamente nella fase definitiva ed esecutiva, del quale il primo lotto costituiva un primo stralcio sperimentale da realizzare proprio per mettere a punto alcuni aspetti costruttivi e architettonici. Nella presente **Variante** quindi si completa la struttura e si ricalcola e si verifica il sistema complessivo che è tutto interconnesso senza giunti tecnici. I calcoli vengono completati mantenendo la stessa normativa di riferimento NTC2008. Il primo lotto è stato ultimato con variante non sostanziale ed è soggetto a collaudo parziale.



Pianta del progetto globale della copertura area archeologica della Domus di Tito Macro. In Verde è indicato il Primo Stralcio mentre in Rosso il secondo stralcio oggetto della presente relazione.

II. PARAMETRI SISMICI

Il sottoscritto Ing. Marino Del Piccolo C.F. DPLMRN64B02E473B con studio a Udine in via A.L.Moro n°30/9, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Udine in pos. 1625, progettista strutturale delle opere relative agli “Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia” –primo stralcio, commissionati dalla Fondazione Aquileia, Via Patriarca Popone, 7 - 33051 Aquileia (UD) C.F.: 90017120305 - P. IVA 02696510300

DICHIARA

che il progetto esecutivo allegato è stato redatto secondo il DM 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” facendo riferimento ai seguenti parametri sismici:

CLASSE DELLA STRUTTURA: III
 VITA NOMINALE: $V_n=50$ anni
 COEFFICIENTE D'USO: $C_u=1.5$
 PERIODO DI RIFERIMENTO: $V_r=75$ anni

LOCALIZZAZIONE: ED50 Latitudine: 45.7728 Longitudine: 13.3702
 WGS84 Latitudine: 45.7711 Longitudine: 13.3694

I dati di pericolosità sismica utilizzati sono i seguenti:

Stato limite	Pvr (%)	Tr (anni)	ag/g	Fo	T*c (s)
SLO	81	45	0.064	2.461	0.256
SLD	63	75	0.082	2.461	0.272
SLV	10	712	0.224	2.443	0.336
SLC	5	1462	0.300	2.455	0.352

Il progettista delle strutture

III . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI

La presente relazione viene redatta ai sensi dell'art.4 della L. 5/11/71 n.1086, allo scopo di fornire all'assistente ai lavori e al direttore dei lavori, un quadro sintetico delle caratteristiche e qualità dei materiali da impiegare per la realizzazione delle strutture previste dall'intervento in oggetto.

- CALCESTRUZZO:

- fondazioni e strutture verticali C28/35 (Rck 35Mpa), classe di esposizione XC2fondazioni- Xc1 strutture interne – XC3 Strutture esposte esterne, classe di lavorabilità S5 inerti assortiti di diametro massimo 25mm (fondazioni), 20 mm (solette, travi, cordoli,) provenienti da impianti di estrazione e lavaggio.
cemento portland 325

- ACCIAIO:

Acciaio per c.a.: barre tonde ad aderenza migliorata tipo B450C
 $f_y > 450$ MPa; f_y misurato/ f_y nom < 1.25 ; $1.15 < f_t/f_y < 1.35$;

- ANCORAGGI:

- ancoraggi con iniezione di malta a ritiro compensato tipo EMACO S55
- ancoraggi con iniezioni di resina epossidica tipo Hilti HIT RE 500

- ACCIAIO PER CARPENTERIA:

UNI EN 10025-2 S355 – C60

N.B. in seguito alle prove di cantiere, di cui alla tavola 4.2, su modelli in scala reale, a discrezione della D.L. alcuni elementi potranno essere richiesto in acciaio S450.

- GIUNZIONI BULLONATE:

- viti classe 8.8 dadi classe 8;
- barre filettate zincate, classe di resistenza 8.8 o equivalente;

- GIUNZIONI SALDATE:

saldature di II classe

- LEGNAME:

Legno massiccio larice siberiano classe S1 e Bilama Trilama Classe D60

Il direttore dei lavori

Il progettista delle strutture

IV. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA

La presente relazione è relativa al terreno di fondazione caratterizzante il sito relativo agli “Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia”.

La presente relazione fa riferimento ai parametri dalla relazione geologica redatta per il sito in esame dal Dott. Geologo Massimo Valent.

Al fine di comprendere le caratteristiche geologiche del sito in esame, si riprende brevemente l'evoluzione geologica recente del territorio in esame, facendo particolare attenzione alla dinamica del Fiume Natissa nel periodo post-romano. Il corso del Fiume Natissa non risulta particolarmente lungo: circa cinque chilometri separano la località dei Roncs dalla foce, dove le acque si versano nella laguna di Grado.

Esaminando le antiche mappe che rappresentano il territorio aquileiese nel VIII° secolo, emerge chiaramente che il Fiume Natissa nasceva a quell'epoca in mezzo ad un vasto bosco (il Grant Bosc), completamente deforestato agli inizi del 1800, quando i nobili Cassis acquistarono queste terre per coltivarle in maniera intensiva: A tale scopo la presenza dei boschi e delle copiose acque venne a costituire un problema non di poco conto, che allora fu risolto con un forte riordino fondiario e una modifica della rete drenante. Nel periodo medievale le acque del F.Natissa, chiamato anche Fayet appunto perché nasceva da un bosco di faggeti, furono fatte scorrere su tutti i lati della cinta muraria difensiva della città e probabilmente diedero il nome anche alla porta di sud ovest: porta Faytiula. Ancora oggi oltre alla *Natissa* scendono le acque *dell'Aussèt*, del *Marignùl*, della *Pantanosa*, del *Padovan*. Dopo i Roncs, terreni posti al limite nord del comune di Aquileia, il *Natissa* attraversa i *Paludèi*, un'area bassa, ricca di presenze archeologiche d'epoca romana, per arrivare all'interno della oggi vasta borgata di *Munistîr*. Oltrepassata questa località, il *Natissa* lo si segue accostato alla banchina portuale romana, messa alla luce negli anni '30, adiacente all'area di studio. All'altezza della Basilica le acque del Natissa incontrano quelle di un'altra roggia aquileiese (detta del Mulino di Monastero) per dirigersi verso occidente ed incunarsi all'interno del paese, passando sotto *l'Arc* di *S. Filis*, resto delle mura medievali. Il corso d'acqua poi passa sotto i due ponti: quello sull'attuale strada statale per Grado, chiamato *Punt dal Crist* e quello di fronte al Municipio, chiamato “Punt di Plassa”. Uscito dal perimetro della città antica il *Natissa*, arriva alla *Durìda*, dove riceve le acque del *Flum di Tiars* che a loro volta passano sotto l'attuale Punt da *Vergjnìs*. Qui, le acque oramai miste con quelle salate marine, si dirigono verso sud lambendo i terreni della Malburga sul lato orientale e del Marassin sul lato opposto. Il *Natissa* corre poi lungo le località, a destra dei *Panigài* e a sinistra dei *Montonus* e sfocia in laguna (Comune di Aquileia, 2007). Molto probabilmente il termine *Natissa* deriva dal latino “natare”, cioè nuotare. Un nome simile a Natisone. A tal proposito le cronache storiche riportano più volte che la città romana di Aquileia era lambita, nella parte orientale, dal Natiso cum Turro, cioè dalle acque del Natisone e da quelle del Torre. Questi corsi d'acqua alimentavano il celeberrimo porto romano di Aquileia imperiale (periodo romano), largo

circa 50 metri e lungo oltre 300, e sono venuti a mancare repentinamente nella seconda metà del IV secolo dopo Cristo. Le indagini eseguite nel territorio della città di Aquileia, ed i rilievi topografici di dettaglio del piano campagna, hanno messo in luce la presenza di un paleo-dosso alluvionale, costituito da sedimenti per lo più granulari (sabbie e ghiaie) orientato N-S lungo la Via Sacra, edificato da un paleo-corso d'acqua, non di risorgiva, costituito dal sistema Natisone+Torre. Nell'immediato intorno, si rinvencono depositi di esondazione su piana alluvionale per lo più di ambiente salmastro, e quindi riconducibili a periodiche ingressioni della laguna, queste ultime legate all'aumento del livello medio del mare ed alla subsidenza. Litologicamente, nei primi 20 metri dal piano campagna è stata accertata la presenza di orizzonti lentiformi giustapposti e costituiti da argilla organica che interrompe la continuità di banchi per lo più sabbiosi o limo-sabbiosi. La falda freatica si attesta nell'intervallo 2.5m-3.5m dal piano campagna, sostenuta al letto da orizzonti argillosi compatti.

Le analisi morfologiche, eseguite anche mediante tecniche avanzate di laser scanning (OGS – 2009), testimoniano la presenza del “nucleo storico” costituito da un “alto morfologico” artificiale su cui sono stati sovrapposti gli edifici esistenti.

Si ritiene quindi, che lo spessore medio del materiale di riporto in corrispondenza del sito in esame sia compreso entro i 2m dal p.c. ed inglobi i resti archeologici delle strutture sopite; più in profondità sono presenti alternanze di limi-argilloso-sabbiosi con lenti di sabbie e argille organiche. Il primo sottosuolo deve quindi essere considerato compressibile.

La Bassa pianura friulana è interessata dai fenomeni di subsidenza, così come tutto l'arco della pianura padana che si sviluppa dal Veneto all'Emilia- Romagna. L'intensità del fenomeno naturale in passato è stato aggravato dall'estrazione dei fluidi dal sottosuolo che negli ultimi decenni hanno accelerato i processi di costipamento dei terreni. Nel caso specifico delle Lagune di Marano e Grado, oltre ai processi naturali ed antropici connessi con l'estrazione dell'acqua dal sottosuolo in corrispondenza degli abitati, non vanno sottovalutati i fenomeni di costipamento successivi alle bonifiche che hanno interessato tutto l'arco lagunare a monte dell'attuale argine di conterminazione. Ciò ha comportato un abbassamento del suolo che può aver coinvolto nel tempo gli stessi argini negli anni successivi alla loro realizzazione e all'esecuzione delle opere di drenaggio per il recupero dei terreni ad uso agricolo. Tale abbassamento è stato favorito anche dalla presenza di livelli, talvolta consistenti, di torbe o di argille organiche, particolarmente diffusi in alcuni settori del perimetro lagunare tra le foci dei fiumi Natissa e Turgnano. Tutta la regione compresa tra la linea di livellazione che si sviluppa lungo la strada statale da Latisana a Ronchi a Nord e tra le foci del Tagliamento e dell'Isonzo a Sud, è caratterizzata da significativi fenomeni di “subsidenza” già accertati nel periodo '80-'89 e confermati nel periodo successivo 1989-2004.

Al fine di valutare le caratteristiche del primo sottosuolo in corrispondenza del sito in esame, sono stati eseguiti n° 2 sondaggi a carotaggio continuo a distanza di circa 50m l'uno dall'altro e spinti

a 10m di profondità. L'ubicazione dei punti perforazione è stata attentamente valutata dai progettisti in accordo con la Soprintendenza e con la Fondazione Aquileia.

Sono stati eseguiti 3 sondaggi, di cui due per scopi geognostici e geotecnici fino a 10m dal p.c. e l'altro per l'installazione del piezometro a tubo aperto.

Sondaggio S1 (2.1m s.l.m.) – Stratigrafia Sintetica 26/03/2013.

0.0m ÷ 0.95m Ghiaietto in matrice limo-sabbiosa bruna con ciottoli arrotondati carbonatici, frammenti di radici e laterizi;

0.95m ÷ 1.30m Sabbia limosa rimaneggiata e con resti archeologici;

1.30m ÷ 2.60m Sabbia limosa di colore grigio;

2.60m ÷ 3.50m Limo sabbioso;

3.50m ÷ 5.70m Argilla limosa;

5.70m ÷ 6.20m Sabbia limosa da poco a mediamente addensata;

6.20m ÷ 10.0m Sabbia addensata;

Sondaggio S2 (2.1m s.l.m.) – Stratigrafia Sintetica 26/03/2013

0.0m ÷ 1.00m Ghiaietto in matrice limo-sabbiosa bruna con ciottoli arrotondati carbonatici, frammenti di radici e laterizi;

1.00m ÷ 1.40m Sabbia limosa rimaneggiata e con resti archeologici – resto di legname;

1.40m ÷ 2.70m Sabbia limosa di colore grigio;

2.70m ÷ 3.00m Limo sabbioso;

Sondaggio S3 (2.1m s.l.m.) – Stratigrafia Sintetica – Giugno 2014

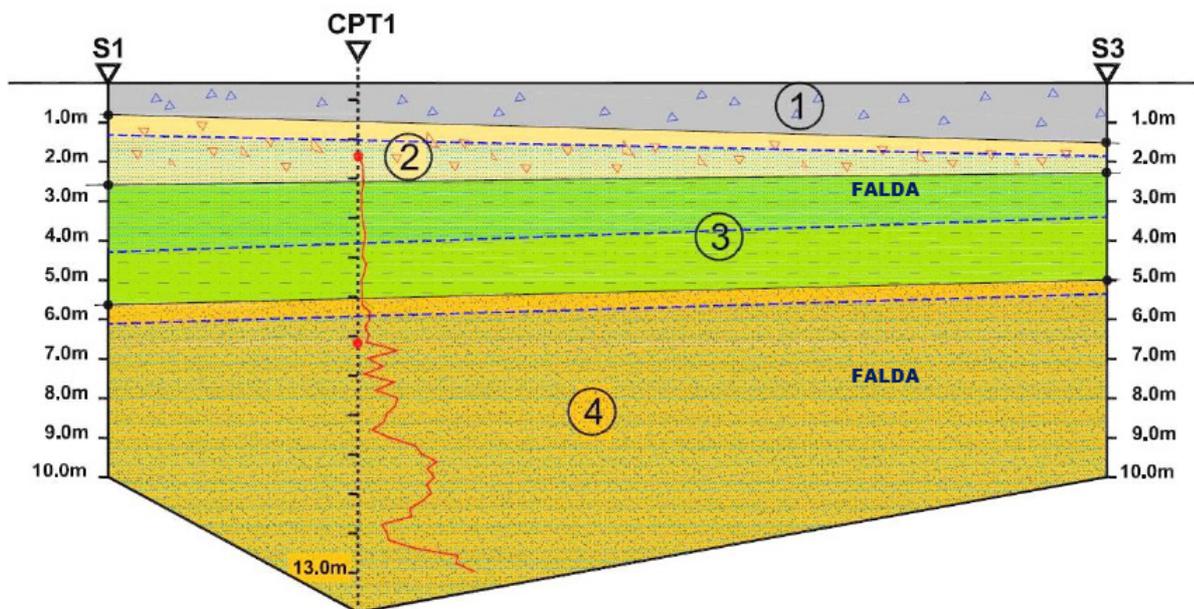
0.0m ÷ 0.6m Ciottoli e ghiaietto sabbioso - Riporto;

0.6m ÷ 2.2m Limo sabbioso rimaneggiato e con resti archeologici;

2.2m ÷ 3.4m Limo sabbioso poco consistente;

3.4m ÷ 5.0m Argilla sabbiosa;

5.0m ÷ 10.0m Sabbia limosa, diventa più addensata a partire da 6.6m;



Orizzonti litotecnici fondamentali individuati nella sezione geologica:

- 1: Riporto eterogeneo recente poco consistente;
- 2: Limo sabbioso con resti archeologici;
- 3: Limo sabbioso e argilla scarsamente consistenti;
- 4: Sabbia da mediamente addensata ad addensata in falda

Quale sedime di fondazione si presenta un suolo ghiaioso al quale si attribuiscono i seguenti valori geotecnici.

Orizzonte litotecnico	Profondità media da p.c.	Comportamento	Pesi volume (t/m³) dry/sat	Cu (Kg/cm²)	Φ (°)	Dr (%)	Ks (Kg/cm²) Bowles
1+2 - Sabbia limo-argillosa con laterizi e resti ARCHEOLOGICI	0.0m + 2.2m	Comportamento misto, prev granulare	1.7/1.9	-	29°	20+30	0.5
3 - Limo sabbioso e Argilla poco consistenti	2.2m + 6.5m	Comportamento prev coesivo	1.8/2.0	Cu=0.3+0.4	-	-	1.0
4a - Sabbia limosa mediamente addensata	6.5m + 9.0m	Comportamento granulare	1.8/2.0	-	33°	50+60	2.5
4b - Sabbia scarsamente limosa addensata	9.0m + 15m	Comportamento granulare	1.8/2.0	-	38°	80+100	6.0

Ks= modulo di reazione orizzontale (Bowles)

Da un punto di vista idrogeologico e morfologico generali l'area in esame rientra all'interno dell'unità definita "Bassa Pianura Centro Orientale", situata a valle della linea delle risorgive, ad una quota media di circa 2m s.l.m.

Il Natissa scorre poco a Est, percorrendo in questo settore un ampio tratto in direzione N-S, per poi piegare bruscamente verso Ovest, dove si congiunge con il Fiume di risorgiva Terzo.

Il sottosuolo risulta interessato da una sovrapposizione di orizzonti a diversa permeabilità che confinano in senso verticale alcune falde artesiane.

Nella fattispecie si sottolinea quanto segue:

- nel corso delle indagini in sito, condotte a partire da quota di circa +2.2m s.l.m., è **stata intercettata una prima falda mediamente a partire da -1.5m** dal boccaforo, risalita a fine perforazione a circa -1.2m dal p.c.; **più in profondità** è stata intercettata una **seconda falda**, probabilmente semi-confinata al letto dall'orizzonte coesivo consistente ed asciutto 3, **a partire da circa -5.5m** dal boccaforo.

- dai dati bibliografici, si evince che l'evoluzione naturale del sito in esame abbia comportato un progressivo abbassamento del piano campagna, ovvero una probabile riduzione dello spessore dell'orizzonte non saturo. La subsidenza in atto è stata confermata anche come tendenza futura, con effetti non del tutto trascurabili per l'orizzonte archeologico.

- Dal punto di vista idrogeologico, risulta importante anche la presenza della Roggia Orientale, che scorre in fregio alla Via Sacra; tale corso d'acqua artificiale è stato introdotto nel XIX° secolo, mentre la Via Sacra, che funge anche da argine, deriva dall'accumulo del materiale di risulta originato dagli scavi che hanno portato alla luce i resti del Porto Antico. Non si escludono fenomeni di filtrazione che si propagano anche nelle zone contermini agli scavi del Fondo Cossar.

Sulla base delle indagini geofisiche eseguite nelle vicinanze e contenute nello Studio Geologico per il PRG, si considera preliminarmente adeguato scegliere come suolo di fondazione la **Categoria C** "Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi fra 180 e 360 m/s".

La verifica a **liquefazione** viene omessa in quanto le litologie in esame **non** rientrano fra quelle sensibili al fenomeno. Il sito in esame non rientra direttamente nelle situazioni interessate da amplificazioni della forza sismica per fattori morfologici (St=1).

PALO DI FONDAZIONE

Dati generali...

Diametro punta	0,25 m
Lunghezza	13,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	0,50 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	ftm [MPa]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,3	22,1
2	C25/30	300	314700	250	141,6	11,9	25,6
3	C28/35	350	323000	280	158,6	12,8	27,6
4	C40/50	500	352200	400	198,3	14,9	32

Acciai:

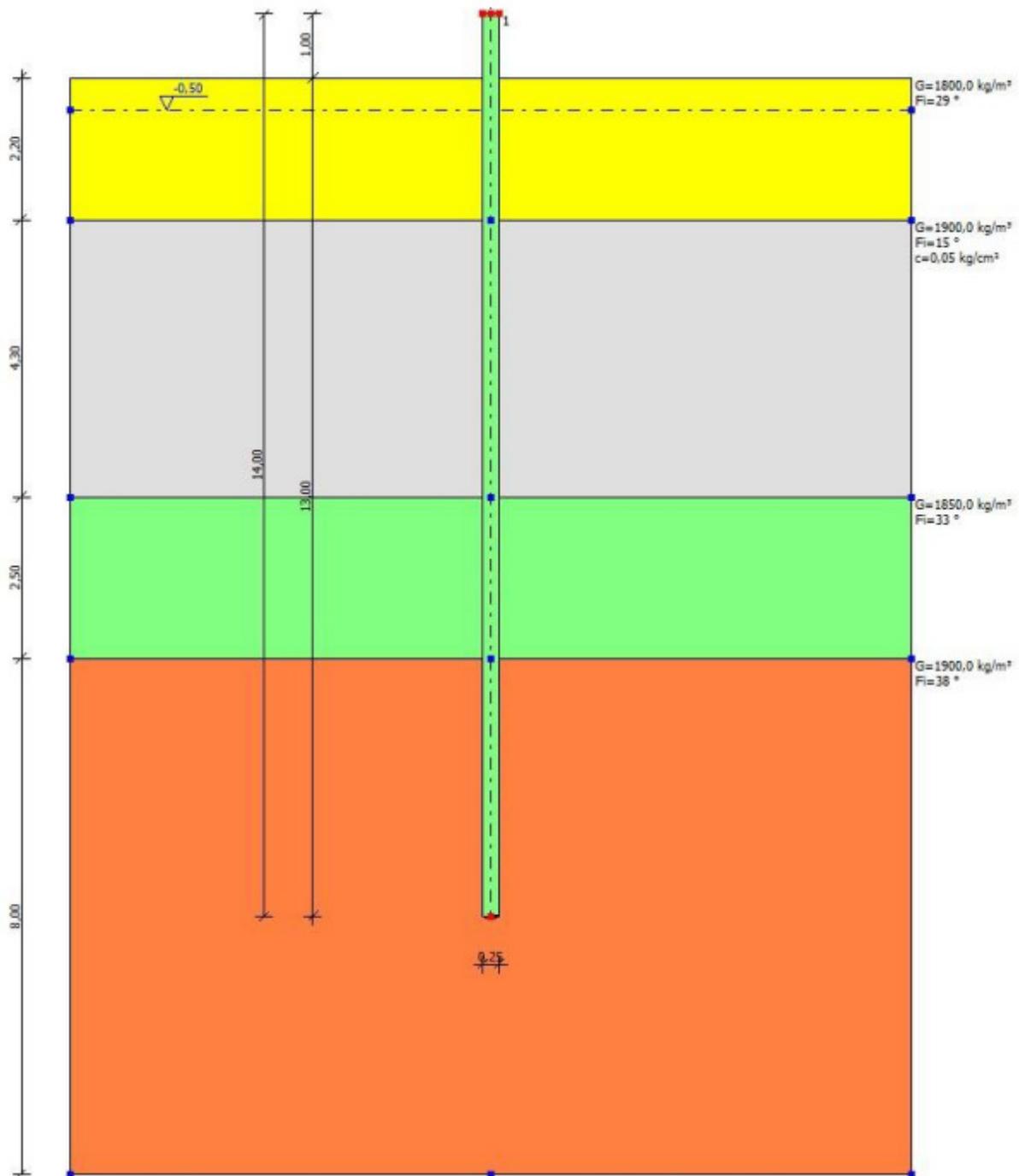
Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 iniz.	B1*B2 finale
1	B450C	2000000	4500	3913	5400	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4583	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2100000	2400	2087	3600	2087	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2100000	2800	2435	4300	2435	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2100000	3600	3130	5100	3600	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	2,20	1800,00	2000,00	0,00	29,00	No	1,00	150,00	0	Sabbia o sabbia limosa sciolta
2	4,30	1900,00	2000,00	0,05	15,00	No	0,80	20,00	0	Argilla o argilla limosa molle
3	2,50	1850,00	2000,00	0,00	33,00	No	1,00	300,00	0	Sabbia limosa mediamente addensata
4	8,00	1900,00	2000,00	0,00	38,00	No	1,00	500,00	0	Sabbia o sabbia limosa densa



Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	65,89	81,58	38,5/0,00	1595,34	43343,00	25041,73	66789,40	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	43343,00	43343,00	43343,00
Laterale	25041,73	25041,73	25041,73
Totale	66789,40	66789,40	66789,40

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,15
 Resistenza di progetto base 18885,84 kg
 Resistenza di progetto laterale 12809,07 kg
 Resistenza di progetto 30099,57 kg

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm j]	Td [kg]	Nr. Barre Diam etro	Nu [kg]	Mu [kgm j]	Cond . Verif ica Flessi one	Ver. Press o- Flessi one	Def. Max Cls	Def. Max Fe	Asse Neutr o [cm]	Passo Staff e [cm]	Res. Tagli o [kg]	Sicur ezza taglio	Cond . Verif ica Tagli o
1	0	--	--	--	8Ø12	0,12	-2160 ,60	--	Verif icata	3,50E -03	-6,27 E-03	-2,41	--	--	--	Verif icata
2	1,5	119,7 0	--	--	8Ø12	114,3 2	-2161 ,65	--	Verif icata	3,50E -03	-6,23 E-03	-2,38	--	--	--	Verif icata
3	3	239,4 0	--	--	8Ø12	240,8 9	-2162 ,81	--	Verif icata	3,50E -03	-6,19 E-03	-2,36	--	--	--	Verif icata
4	4,5	359,1 1	--	--	8Ø12	367,1 2	-2163 ,96	--	Verif icata	3,50E -03	-6,15 E-03	-2,33	--	--	--	Verif icata
5	6	478,8 1	--	--	8Ø12	480,4 4	-2164 ,98	--	Verif icata	3,50E -03	-6,11 E-03	-2,31	--	--	--	Verif icata
6	7,5	598,5 1	--	--	8Ø12	593,5 0	-2165 ,99	--	Verif icata	3,50E -03	-6,07 E-03	-2,28	--	--	--	Verif icata
7	9	718,2 1	--	--	8Ø12	718,8 0	-2167 ,10	--	Verif icata	3,50E -03	-6,03 E-03	-2,26	--	--	--	Verif icata
8	10,5	837,9 2	--	--	8Ø12	840,0 0	-2168 ,28	--	Verif icata	3,50E -03	-5,99 E-03	-2,23	--	--	--	Verif icata
9	12	957,6 2	--	--	8Ø12	964,7 6	-2169 ,54	--	Verif icata	3,50E -03	-5,96 E-03	-2,21	--	--	--	Verif icata
10	13,5	1077, 32	--	--	8Ø12	1075, 37	-2170 ,66	--	Verif icata	3,50E -03	-5,92 E-03	-2,19	--	--	--	Verif icata

N.B. Il piano di fondazione essere approfondito fino ad intercettare il terreno di tipo ghiaioso-sabbioso.

Durante gli scavi di fondazione dovranno comunque essere verificate le ipotesi di progetto e le effettive caratteristiche del terreno di fondazione.

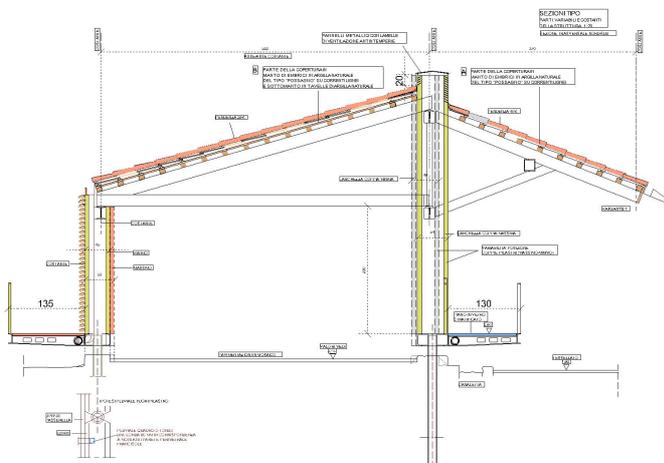
Il progettista delle strutture

V - RELAZIONE DI CALCOLO

1-PROGETTO

La presente relazione è relativa agli Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia SECONDO LOTTO.

Il progetto generale comprende le opere strutturali significative, che riguardano la realizzazione della copertura per l'area archeologica della "Domus di Tito Macro" (detta già "della Pesca"). Il primo stralcio è già in fase di realizzazione **con deposito delle strutture n°1255/2015 del 18/06/2015**. Le verifiche strutturali sono state sviluppate secondo le previsioni del **D.M. 14 gennaio 2008 e la relativa circolare n°617/C.S.LL.PP. del 02 febbraio 2009**.



Sezione tipo



1.1. Lo stato di fatto: le configurazioni e i materiali

La **Domus di Tito Macro** costituisce la parte centrale dell'insula romana del Fondo Cossar, la più completa delle tre *domus* portate alla luce con gli scavi archeologici, tutt'ora in corso.

I resti consistono sostanzialmente nelle **pavimentazioni** dei locali e nelle parti superstiti delle **strutture murarie** antiche. Delle murature antiche restano in alcuni casi solo rari segni delle fondazioni o le trincee di spoliazione, dalle quali fu asportato il pietrame probabilmente dal periodo altomedievale per un successivo reimpiego. Attualmente tali **fosse** sono state svuotate dal materiale di riempimento e segnano in “negativo” l'andamento dei muri antichi.

La maggior parte delle **murature**, interne ed esterne, messe in luce nel '900, furono ricostruite in seguito alla precedente campagna di scavi degli anni '60. Tali murature sono fondazioni parzialmente interrato o muretti appena sporgenti dal piano di progetto. In generale presentano malte, degradate, tessiture e anche pietrame non sempre conformi con la tipologia e la tecnica antiche. Le murature in ogni caso rimangono basse anche nel progetto senza funzione portante fuori terra.



Le **pavimentazioni** superstiti dei locali, a parte le aree sterrate già in origine (è il caso del *peristylum*), sono in buona parte ancora costituite dai mosaici originali, alcuni di grande valore storico-artistico: in alcuni casi solo lacerti musivi, in altri anche pavimentazioni successive sovrapposte progressivamente nei secoli.

La *Domus* costituisce l'unità di un sistema a schiera, presumibilmente a un piano, con pianta rettangolare e murature chiuse sui lati lunghi, in comune con le *domus* adiacenti o sdoppiate con

interspazio per l'alloggiamento di un cunicolo di fondo per la raccolta e lo smaltimento delle acque



superficiali, meteoriche e reflui. Sui lati corti erano situati gli accessi dalla viabilità, spesso dotati di porticati colonnati. La *Domus* di Tito Macro sembra costituita da almeno due fasi costruttive principali, una più antica con locali più piccoli posta verso ovest, l'altra verso est con locali più grandi, forse un ampliamento o una trasformazione successiva, tra il secondo e il quarto secolo dopo Cristo.

Le murature fondazionali originali possono rientrare nella tipologia dell'*Opus incertum*, con pietrame a due "fogli" murari interconnessi (non a sacco). E' possibile che in elevazione sia stato utilizzato anche l'*Opus craticium*, data la limitata presenza in sito di pietrame e l'abbondanza invece di legname di essenza adeguata (rovere, ecc.) dalle vicine foreste planiziali. Come già rilevato anche in altre costruzioni antiche dell'area regionale, è molto probabile che nell'ambito della realizzazione di strutture murarie venissero impiegati, anche in quel periodo, elementi lignei a guisa di cordoli, elementi di ripartizione, architravi, banchine di appoggio di solai e strutture di copertura, anche organizzati a graticcio reticolare, a maglia quadrilatera, come contenimento di settori murari, i quali potevano così essere realizzati con pietrame meno squadrato e di dimensioni più contenute.



1.2. Le tipologie costruttive e gli schemi strutturali

Nella ricomposizione della copertura della *Domus* di Tito Macro, il compito strutturale principale è quello di mettere a punto una tipologia costruttiva stabile e adeguata a configurare sistemi di coperture di progetto coerenti anche dal punto di vista materico e figurativo con le interpretazioni storico-architettoniche e funzionali degli spazi esistenti, portati alla luce con gli scavi archeologici.

Il “Sistema Domus”, messo a punto in questo progetto, anche sulla base di precedenti esperienze realizzative in ambito archeologico, è un sistema architettonico-costruttivo che consente la ricostruzione di sistemi di coperture coerenti con quelli delle costruzioni antiche, lasciando la possibilità (**flessibilità e reversibilità**) di ricalibrare le soluzioni sulla base di eventuali successivi ritrovamenti, approfondimenti e nuovi orientamenti: in sostanza una ricostruzione per “analogia” con un sistema costruttivo-architettonico allusivo di quello antico romano. Tra il sistema murario esistente, le fondazioni e le trincee originali, le pavimentazioni musive antiche, e il sistema “verosimile” di coperture di progetto coerenti-corrispondenti, la **struttura in elevazione** deve costituire un sistema minimale, sempre coerente dal punto di vista figurativo con l’essenza della costruzione muraria (i due fogli murari interconnessi, l’eventuale articolazione a graticcio dei suoi legni e l’appoggio delle strutture della copertura, ecc.), consentendo anche ulteriori, successive possibilità: dalla parziale ma effettiva ricostruzione muraria, fino alla chiusura alternativa con pannelli in altro materiale, per vari fini tra cui quelli espositivi.

La soluzione individuata per la copertura degli scavi archeologici prevede analogamente al primo stralcio, una struttura verticale formata da **pilastri** in acciaio verniciato, costituita da due profili “UPN” accoppiati, a distanza pari allo spessore murario della sottostante muratura archeologica. Alla base, in corrispondenza dell’interfaccia con la sottostante muratura esistente (o parzialmente ricostruita come da progetto), i due profili accoppiati vengono collegati - con schema a “forcella” - a un profilo singolo centrale, tubiforme. Tale elemento costituisce, per ogni pilastro, la struttura

passante nella muratura, attraverso fori eseguiti a rotazione in corrispondenza del centro della muratura (tra i due “fogli murari”), e anche, in definitiva, la fondazione indiretta, il **micropalo** (d=168mm sp16mm) che dovrà assicurare la stabilità della struttura trasferendo i carichi nel terreno sottostante fino a profondità di circa 15 m. I pilastri vengono collocati in pianta tenendo conto dell’articolazione dei muri e delle strutture principali delle coperture, al fine di formare una maglia abbastanza regolare con interasse da 4.0-5.0m con un massimo di 7,0 metri lungo gli assi murari.

Tale sistema detto “Domus” prevede la possibilità di inserire sui pilastri, a livello del passaggio da pilastro a palo alla base, un sistema di **passerelle pedonali** a sbalzo. La struttura delle passerelle è in acciaio, costituita da mensole in corrispondenza dei pilastri e da profili longitudinali perimetrali.

La resistenza alle azioni orizzontali, sismiche ed eoliche viene affidata ai pilastri incastrati al piede per mezzo dei pali.

Il sistema delle coperture comprende un’articolazione di falde tendenzialmente a pendenza costante, disaccoppiate semplici o a colmo aperto, tra cui due organizzate a compluvio, e altre accoppiate a due falde.

Le strutture di copertura sono in legno a capriata e semicapriata a sbalzo con arcarecci e manto in embrici di laterizio alla romana. Tra le capriate e i pilastri, il collegamento, l’articolazione e la ripartizione sono assicurate da un sistema reticolare in acciaio e legno, con diagonali incrociati.

I due compluvi, a patio, sono dotati di struttura a graticcio con elementi in acciaio-legno, al fine di ridurre l’effetto a sbalzo della relativa copertura. I puntoni e le catene delle capriate vengono realizzate in struttura mista legno-acciaio. La struttura ricorrente è quindi costituita da un’anima a doppio angolare, e da due travi di legno bilama di larice, sagomate, accoppiate e fissate tra loro e con l’acciaio per mezzo di viti da legno. Tra legno e Acciaio si è previsto anche un incollaggio di tipo poliuretano che consente la collaborazione e la compatibilità deformativa e termoigrometrica tra i due materiali, evitando la formazione di condensa. Gli elementi interni in acciaio assicurano l’efficacia dell’appoggio e dell’ancoraggio a trazione (utile anche per la presenza appunto di sbalzi), evitando concentrazioni di collegamenti, il legno garantisce una maggiore resistenza a flessione e stabilità dell’equilibrio.

La struttura principale della domus è quindi costituita da queste capriate e travi reticolari modulari con tiranti incrociati, interconnesse su pilastri accoppiati in acciaio collegati alla base ciascuno ad un palo in acciaio passante attraverso la muratura esistente ed inserito nel terreno per 15 m tale da sviluppare adeguate capacità portanti verticale (in profondità) e orizzontale (nei primi 3-5 m). Le coperture sono state dotate di controventi di piano incrociati. Il complesso costruttivo della *Domus* della Pesca viene realizzato con un organismo strutturale unico senza giunti tecnici.

La realizzazione del PRIMO LOTTO della struttura in oggetto di tipo non convenzionale anche se già sperimentata e realizzata in casi analoghi, è stata cautelativamente sottoposta ad una da una serie di prove di carico preliminari, su campioni e su modelli in scala reale, eseguite in sito, come si fa

comunque e normalmente per le palificate.

Si allegano le relazioni delle prove effettuate per il primo lotto

Tali prove di carico hanno verificato:

- la capacità portante verticale dei pali,
- la capacità portante orizzontale dei pali e la deformabilità dell'incastro alla base del pilastro in corrispondenza del collegamento con il palo.
- la deformabilità e la resistenza flessionale del [pilastro tipo] e del sistema [palo/pilastro accoppiato/ copertura a sbalzo in legno e in legno acciaio].

Nel progetto, sulla base del tipo di terreno descritto nella relazione geologica e dei materiali adottati sono state effettuate le analisi degli schemi strutturali e le verifiche delle strutture del sistema descritto considerando l'interazione con i muretti alla base. I muretti hanno la funzione di contenimento del terreno resistente in spinta passiva. Tutti i 25 pali effettuati nel primo lotto hanno rivelato nei primi 3 m di carotatura e campionamento effettuati un terreno ghiaioso limoso e argilloso molto ben assortito e compatto (la falda è al di sotto degli strati interessati dalla spinta orizzontale del palo anche se la quota piezometrica è mediamente a -2.00m). Nelle prove di carico eseguite i pilastri sono stati caricati (con schema a puro incastro) orizzontalmente in testa con carichi ($1.5833=38\text{kN}_{\text{prova}}/24\text{kN}_{\text{prog.}}$) 1.5 volte la max azione sismica calcolata (con $q=1$) ottenendo deformazioni sull'acciaio controllate con sensori tali da mantenere sempre le tensioni in campo elastico (misurate con sensori strength-gauges). Durante le prove sono peraltro anche stati demoliti in parte i muretti (ipotizzando numerosi cicli distruttivi) verificando che comunque il carico continuava a salire oltre il 50% del carico di progetto mantenendo il campo elastico nell'acciaio, con deformazioni oltre i 10 cm in sommità e i 2 cm alla base, recuperando totalmente la posizione iniziale a scarico avvenuto. **Analoghe prove verranno eseguite nel secondo stralcio.**

Il progetto strutturale originale aveva ipotizzato l'inserimento di alcuni elementi e soluzioni cautelative come controventi di parete che non sono state adottate perché avrebbero concentrato le azioni in alcuni elementi. Dato che il terreno si è rivelato omogeneo come da relazione geologica si è preferito lasciare ad ogni pilastro il suo carico orizzontale a favore di un comportamento più uniforme ed equilibrato. L'assenza di controventi concentrati e la capacità deformativa del sistema garantisce anche la compatibilità alle deformazioni termiche.

Nel modello di calcolo si è considerato sempre solo l'acciaio verificando i gradi di continuità bullonati e i profili. Il legno è stato considerato come semplicemente appoggiato solo per i puntoni inflessi delle capriate.

Tra il legno e l'acciaio viene realizzata una connessione distribuita mediante viti da legno e colla poliuretanicale tale da poter considerare le strutture lignee non collaboranti dal punto di vista flessionale (non quindi a sezione mista piana) ma comunque soggette alla stessa deformazione e quindi connesse in parallelo.

Il comportamento dell'insieme e quello locale della struttura e l'accoppiamento dei materiali è quello già verificato nel primo stralcio e il presente progetto costituisce semplicemente il completamento del progetto iniziale di cui il primo stralcio costituiva il primo campione.



Installazione sezione tipo per il Primo Lotto

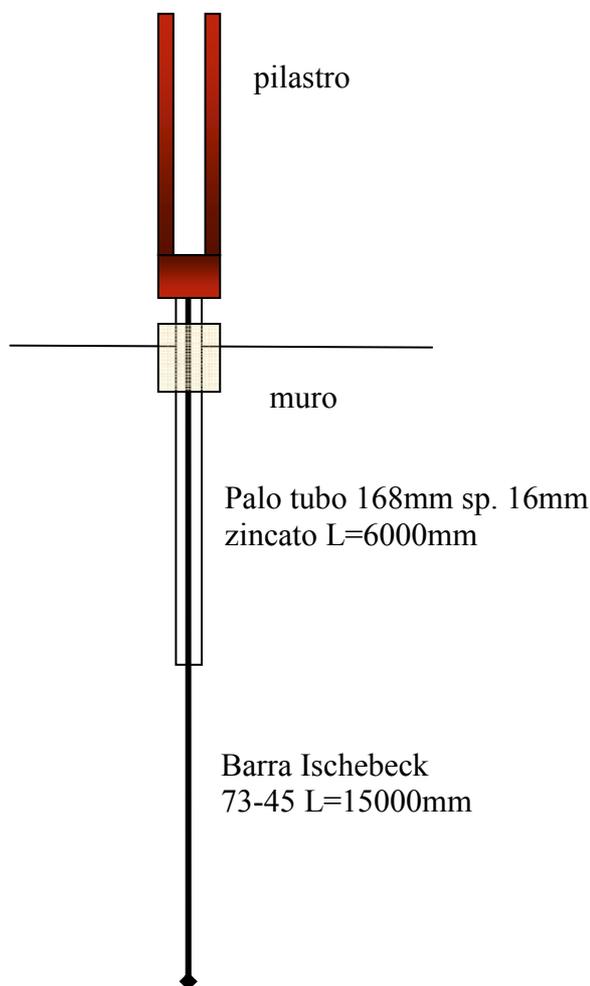
1.3. Le fondazioni indirette su micropali

Nel "sistema Domus" dunque si prevede una soluzione fondazionale di tipo indiretto, a micropali, dove è lo stesso pilastro che, in corrispondenza dell'incontro con la muratura esistente diventa, con un cambio di sezione, micropalo. Nel "sistema Domus" è il pilastro stesso che, senza plinti invasivi di raccordo, si trasforma appunto in micropalo singolo per entrare nel muro archeologico per poi proseguire nel terreno fino ad una profondità (circa 15 m) tale da garantire livelli adeguati di resistenza orizzontale e verticale.

Su una superficie archeologica complessiva da proteggere di circa 1500 mq, è prevista una settantina di micropali, uno per pilastro, con un rapporto praticamente di un palo ogni 20 mq circa di superficie coperta. Al fine di ridurre ulteriormente l'impatto archeologico, i pilastri e i relativi micropali vengono collocati in asse con le murature e quindi non solo non interessano le aree

pavimentali spesso dotate di mosaici e di altre tracce di presenza archeologica, ma interessano anche relativamente la struttura muraria antica in quanto localizzati appunto in asse tra i paramenti murari, nella zona intermedia della muratura solitamente interessata da materiale di riempimento.

Il micropalo viene realizzato con barra Ischebeck 75-45mm in acciaio meccanico S450 fino a profondità 15 m e con puntale per diametro palo e rivestimento in cemento pari a circa 25cm. Negli ultimi 6 m viene infilata nel volume di miscela cementizia un controtubo strutturale in acciaio S355 in diametro 168mm spessore 16mm,



In sintesi si prevede, previa posa di geotessile sulle aree di lavoro, di materiale misto granulare per consentire l'ingresso dei mezzi senza pesare sulle opere da conservare e di eventuale protezione meccanica dei muri:

- foro nelle murature e nel terreno archeologico a carotaggio continuo a circolazione d'acqua (con corona diamantata) e recupero completo della carota fino a 3 m;
- il successivo foro nel terreno sottostante fino alla quota finale eviterà, con opportune tecnologie, la formazione di fanghi superficiali e/o sovrappressioni d'aria compressa (e conseguenti vibrazioni)

La perforazione avanzerà progressivamente senza camicia. Giunti alla profondità di progetto a circa

- 15.00 m, viene gettato con boiaccia di cemento betoncino per tutta la profondità di 15 m e diametro di 20-28cm

- Nel getto fresco viene inserita l'armatura del palo (tubo in acciaio, $d=168$ mm).

- Verranno anche realizzate prove di carico su micropali di prova eseguiti preliminarmente. Tali micropali verranno eseguiti secondo le modalità di progetto ed eventuali altre prescrizioni di prova. Alcuni di questi saranno oggetto di **prova** mentre gli altri avranno funzione di contrasto. Le prove di carico saranno di tipo verticale e orizzontale pseudo-sismico (carichi quasi-statici e ciclici), al fine di valutare la deformabilità elastica, plastica e la resistenza dei pali rispetto ai carichi di progetto. Sulla base dei risultati di deformabilità e di resistenza potranno essere ricalibrati il diametro, lo spessore del tubo e la lunghezza dei pali stessi.

Nel corso dei lavori, nel caso si rilevi che il terreno di fondazione sottostante gli strati archeologici sia particolarmente sciolto e inadeguato (anche se questa condizione non si è presentata nei primi 25 pali del primo lotto e nelle prove di carico), si dovranno prevedere adeguati consolidamenti del terreno naturale (senza interessare il terreno archeologico), mediante **iniezioni** a bassa pressione di bentonite additivata con frazione legante, da effettuare ad opportuna profondità, mediante aghi forati sottili ovviamente previa verifica dei punti dai quali tali operazioni potranno essere effettuate, escluse le superfici rilevanti dal punto di vista storico, artistico e archeologico.

La tecnologia indiretta mediante micropalo in sostanza consente, adottando adeguate armature tubiformi, di trasferire in profondità le azioni sismiche ed eoliche, by-passando gli strati superiori più importanti dal punto di vista archeologico.

In corrispondenza dell'attraversamento nel muro i pali isolati avranno comunque la possibilità di deformarsi senza danneggiare le murature grazie a opportuni giunti di dilatazione anulari deformabili. Le prove eseguite dimostrano che i pali possono essere sollecitati con azioni anche 2 volte il taglio sismico senza danneggiare i muretti a parte qualche piccola fessura che poi si richiude perfettamente. La tecnologia adottata dovrebbe quindi ridurre al minimo, cercando di rendere trascurabile, il disturbo ai manufatti storici e al sistema archeologico dell'area. E' evidente che la soluzione di trasformare il pilastro in palo, oltre a ridurre al minimo la struttura portante e il relativo impatto archeologico, si avvicina per quanto possibile alla condizione, comunque ideale, di reversibilità della stessa.

Le fosse di spoglio restituite dagli scavi, esse stesse elementi archeologici importanti - in quei tratti, l'unica memoria materiale e figurativa in negativo del muro che non c'è più - tenuto conto della particolare vulnerabilità e degradabilità nel tempo, verranno richiuse soprattutto ai fini conservativi. Il progetto prevede la pulizia del foro, la posa di un geotessile sul fondo e sulle pareti dello scavo, la posa di nuova muratura armata con armature d10mm e rete tipo Fibrenet con pietrame e mattoni di recupero e malta a base di calce e cemento. L'interspazio tra i muri e le pareti laterali di scavo (protette dal geotessile), verrà riempito con misto granulare costipato. I muri nuovi saranno dotati già dei foro per la formazione dei micropali, da eseguire, come da progetto, in corrispondenza dei pilastri.

2-ANALISI DEI CARICHI

La presente analisi dei carichi è stata svolta sulla base degli elementi costruttivi presenti nel fabbricato in oggetto, indicati negli elaborati grafici di progetto, e con l'adozione dei sovraccarichi previsti dalla normativa vigente /4/5/6.

COPERTURE tipo A		<i>leggera</i>	$\alpha = 23$	massimo	
Manto in coppi					60,0 daN/mq
Embrici					30,0 daN/mq
arcarecci					10,0 daN/mq
travi legno principali					15,0 daN/mq
travi e strutture metalliche di copertura					55,0 daN/mq
CARICO PERMANENTE			$g =$		170,0 daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	(neve) (*)		$q =$		120,0 daN/mq
CARICO STATICO			$g/\cos\alpha + q =$		304,7 daN/mq
(carichi in proiezione)					

COPERTURE IN VETRO		<i>leggera</i>	$\alpha = 23$	massimo	
Manto in VETRO					70,0 daN/mq
arcarecci					15,0 daN/mq
travi legno principali					15,0 daN/mq
travi e strutture metalliche di copertura					55,0 daN/mq
CARICO PERMANENTE			$g =$		155,0 daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	(neve) (*)		$q =$		200,0 daN/mq
CARICO STATICO			$g/\cos\alpha + q =$		368,4 daN/mq
(carichi in proiezione)					

PASSERELLE tipo 1		<i>vetro</i>			
vetro di calpestio 4cm				100,00	daN/mq
struttura metallica				40,00	daN/mq
CARICO PERMANENTE			$G =$	140	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE			$Q =$	500	daN/mq

PASSERELLE tipo 2		<i>tavolato o grigliato</i>			
tavolato o grigliato di calpestio 4cm				25,00	daN/mq
struttura metallica				40,00	daN/mq
CARICO PERMANENTE			$G =$	65	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE			$Q =$	500	daN/mq

PASSERELLA Camminamento esterno					
tavolato di calpestio 4cm				25,00	daN/mq
struttura metallica				50,00	daN/mq
CARICO PERMANENTE			$G =$	75	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE			$Q =$	500	daN/mq

Spinteo orizzontali sul parapetto

300

daN/m

Strutture di tamponamento perimetrali su due lati

300,00

daN/mq

Strutture metalliche

7850,00

daN/mc

(*) vd. carico neve e coeff. di forma su coperture a più falde.

Carico neve

3,4 D.M. 14-01-2008 e Circ. Min. LL.PP. 02-02-2009 n. 617

as= 3 m s.l.m. (AQUILEIA) <200m

$q_{sk} = 1,50 \text{ daN/m}^2$

$\alpha = 23,0^\circ$ $q_s = \mu_i \cdot q_{sk}$ (daN/m²)

$\mu_1 = 0,80$ - $q_1 = 1,20$

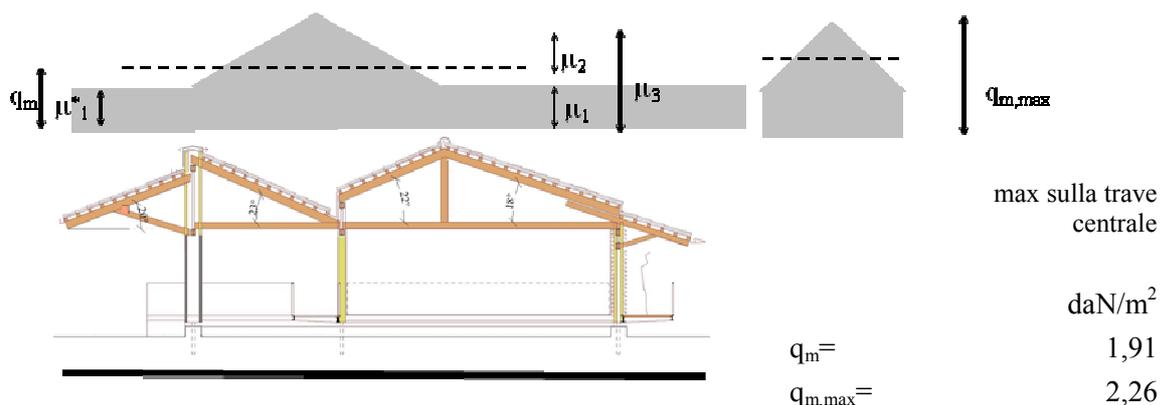
$\mu_1^* = 0,80$ - $q_1^* = 1,20$

$\mu_2 = 1,41$ - $q_2 = 2,12$

$\mu_3 = 2,21$ - $q_3 = 3,32$

Coeff. di forma su coperture a più falde.

C.3,4,5,4 D.M. 14-01-2008 e Circ. Min. LL.PP. 02-02-2009 n. 617



vento								
categ.	classe	kr	zo(m)	zmin(m)	z(m)	$\alpha r(500)$	Tr	$\rho(\text{daN/m}^3)$
IV	B	0,22	0,3	8	4,50	1,122	500	1,25
$C_{ev}(z) =$	1,28							
$C_p =$	-0,34	copertura						
	0,80	: parete sopravvento						
	0,40	: parete sottovento						
$C_d =$	1							
$q(z) = (\rho \cdot v_p^2) / 2$	80,41	daN/mq						
$v_{ref} =$	25,00	m/s						
$v_r(Tr) =$	28,06	m/s						
$v_p(z) =$	35,87	m/s						
CARICO DEL VENTO								
$p_v = p \times C_{pe} =$								
$p_{v1} =$	0,643	kN/mq		parete sopravvento				
$p_{v2} =$	0,322	kN/mq		parete sottovento				
$p_{v3} =$	-0,273	kN/mq		copertura				
vento radente								
$p_f = q(z) \cdot c_e \cdot c_f$	4,1	daN/mq		azione tangenziale del vento				
$C_f =$	0,04	superficie molto scabra						

3. PARAMETRI DI CALCOLO

CALCESTRUZZO

Classe C28/35 per strutture in elevazione e classe C25/30 per fondazioni

	R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctk}	f_{ctd}	E
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
C28/35	35,0	28	18,7	2,8	1,9	1,2	32308

ACCIAIO PER C.A.

B450C (Fe B 44k)

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
540	450	391	2100000

ACCIAIO PER CARPENTERIA

S450

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
550	440	419	2100000

S355

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
510	355	338	2100000

C60

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
830	590	562	2100000

BULLONERIA

Bulloni ad alta resistenza Classe 8.8 - 10.9

	f_{yb}	f_{yd}	f_{tb}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
8.8	649	519	800
10.9	900	720	1000

SALDATURE DI IIa CLASSE

LEGNO LAMELLARE

CLASSE	D30	D60	GL24h (BS11)	GL28h (BS14)
$f_{m,k}$	30	60	24	28
$f_{t,0,k}$	18	36	16,5	19,5
$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,4	0,45
$f_{c,0,k}$	23	32	24	26,5
$f_{c,90,k}$	8	10,5	2,7	3,0
$f_{v,k}$	3	5,3	2,7	3,2
$E_{0,m}$	10000	17000	11600	12600
$E_{0,k}$	8000	14000	9400	10200
$E_{90,m}$	640	1130	390	420
G_m	530	1060	720	780

4.- CALCOLI STRUTTURALI - COPERTURE

Nelle pagine seguenti si riportano le verifiche degli elementi di copertura

Arcarecci carico neve 170 daN/mq luce massima 275cm

ARCARECCI Stati Limite		arcareccio singola campata	
Geometria			
α : angolo inclinazione			23 °
L: luce di calcolo arcarecci			275 cm
i: interasse arcarecci (proiezione)			39 cm
Materiale			
Tipo: legno massiccio	Classe: D60		γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 420 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 40 daN/cm ²	ρ_k : 600 daN/m ³	
$E_{0,mean}$: 1E+05 daN/cm ²	G_{mean} : 8100 daN/cm ²		
Sezione			
b: base	10 cm	A:	80 cm ²
h: altezza	8 cm	W_x :	107 cm ³
		J_x :	427 cm ⁴
		W_y :	133 cm ³
	χ : 1,2		
Carichi SLU			
	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²	i m daN/m
g_k : permanenti	115,0	124,9	γ_g : 1,5 0,39 73,1
pp: peso proprio		4,8 daN/m	γ_g : 1,3 6,2
variabile:	neve		
Q_k : variabili	170,0		γ_q : 1,5 0,39 99,5
W_k : totale			178,8
Sollecitazioni SLU			
schema di calcolo: 			
Cl durata: Permanente		Cl durata: Media	
T: taglio $\frac{(g_k + pp) \cdot l}{2}$	109,1 daN	T: taglio $\frac{W_k \cdot l}{2}$	245,8 daN
M_x : momento asse x $(g_k + pp) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	69,0 daNm	M_v : momento vento falda $\frac{q_{ik} \cdot i \cdot J^2}{\cos \alpha \cdot 8}$	39,8 daNm
M_y : momento asse y $(g_k + pp) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	29,3 daNm	M_x : momento asse x $M_v + w_k \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	195,4 daNm
		M_y : momento asse y $w_k \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	66,0 daNm
Verifiche tensioni SLU			
sollecitazioni massime:		tensioni massime:	
Cl durata:	T daN M _x daNm M _y daNm	$\sigma_{xd}^{SLU} \cdot \frac{M_{max}}{W_x}$ daN/cm ²	$\sigma_{yd}^{SLU} \cdot \frac{M_{max}}{W_y}$ daN/cm ² $\tau_{//d}^{SLU} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$ daN/cm ²
Permanente	109,1 69,0 29,3	64,7	22,0 2,0
Media	245,8 195,4 66,0	183,2	49,5 4,6
verifiche:			
Sezione: rettangolare	$f_d \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$		
k_m : 0,7	$f_{m,d}$: daN/cm ² $f_{v,d}$: daN/cm ²	$\frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d} + k_m} \cdot \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}} \cdot k_m \cdot \frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{//d}}{f_{v,d}}$
Cl durata: Cl servizio: k _{mod} :			
Permanente	2 0,6 168,0 16,0	0,5 0,4	< 1 0,1 < 1
Media	2 0,8 224,0 21,3	0,97 0,8	< 1 0,2 < 1

Carichi SLE

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	115,0	124,9	4_g : 1,0	0,39	48,7
pp : peso proprio		4,8 daN/m	4_g : 1,0		4,8
variabile: neve					
q_k : variabile cmb rara		170,0	4_q : 1,0	0,39	66,3
w_k : totale					119,8

Verifiche deformazioni SLE

istantanea permanente:

carico distribuito:

$$U_{G \text{ ist}} = \left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \alpha \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot (3,7+4,8) : \quad \text{cm} \quad 0,73 \quad ? 1/378$$

istantanea variabile:

carico distribuito:

$$U_{Q \text{ ist}} = \text{cmb rara} \left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \alpha \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot 3 : \quad \text{cm} \quad 0,90 \quad ? 1/305$$

$$CI \text{ servizio } \mathbf{2} \quad k_{def} = \mathbf{0,7} \quad \alpha = \mathbf{0,1}$$

differita permanente:

$$U_{G \text{ dif}} = k_{def} \cdot u_{G \text{ ist}} : \quad 0,7 \times 0,73 : \quad \text{cm} \quad 0,51$$

differita variabile:

$$U_{Q \text{ dif}} = \text{cmb rara} \cdot \alpha \cdot u_{Q \text{ ist}} : \quad 0,1 \times 0,9 : \quad \text{cm} \quad 0,06$$

freccia istantanea variabile:

$$u_{Q \text{ ist}} : \quad \mathbf{0,90} < \mathbf{1,38} \text{ cm}$$

$$? < 1/305$$

freccia finale variabile:

$$u_{Q \text{ fin}} = u_{Q \text{ ist}} + u_{Q \text{ dif}} : \quad \mathbf{0,96} < \mathbf{1,38} \text{ cm}$$

$$? < 1/285$$

freccia finale totale:

$$u_{T \text{ fin}} = u_{G \text{ ist}} + u_{Q \text{ ist}} + u_{G \text{ dif}} + u_{Q \text{ dif}} : \quad \mathbf{2,20} < \mathbf{2,75} \text{ cm}$$

$$? < 1/125$$

Per questioni di natura architettonica potrà essere utilizzata anche una sezione degli arcarecci **10*10cm**

Arcarecci carico neve 120 daN/mq luce massima 300cm

ARCARECCI Stati Limite arcareccio singola campata

Geometria	
4 : angolo inclinazione	23 °
L : luce di calcolo arcarecci	300 cm
i : interasse arcarecci (proiezione)	39 cm

Materiale		
Tipo: legno massiccio	Classe: D60	4_M : 1,50
$f_{m,k}$: 420 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 40 daN/cm ²	4_k : 600 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 1E+05 daN/cm ²	G_{mean} : 8100 daN/cm ²	

Sezione		
b : base	10 cm	A : 80 cm ²
h : altezza	8 cm	W_x : 107 cm ³
		J_x : 427 cm ⁴
	4 : 1,2	W_y : 133 cm ³

Carichi SLU					
	in falda	proiez orizz		i	
	daN/m ²	daN/m ²		m	daN/m
g_k : permanenti	115,0	124,9		4_g : 1,5	0,39
pp : peso proprio		4,8 daN/m		4_g : 1,3	6,2
variabile:	neve				
Q_k : variabili		120,0		4_q : 1,5	0,39
W_k : totale					70,2
					149,5

Sollecitazioni SLU	
schema di calcolo:	
	
Cl durata: Permanente	Cl durata: Media
T : taglio $\frac{(g_k + pp) \cdot l}{2}$	T : taglio $\frac{w_k \cdot l}{2}$
$119,0$ daN	$224,3$ daN
M_x : momento asse x $(g_k + pp) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	M_v : momento vento falda $\frac{q_{ik} \cdot i}{\cos \alpha} \cdot \frac{L^2}{8}$
$82,1$ daNm	$33,5$ daNm
M_y : momento asse y $(g_k + pp) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	M_x : momento asse x $M_v + w_k \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$
$34,9$ daNm	$188,3$ daNm
	M_y : momento asse y $w_k \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$
	$65,7$ daNm

Verifiche tensioni SLU									
sollecitazioni massime:									
	tensioni massime:								
	$\sigma_{xd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_x}$	$\sigma_{yd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_y}$	$\tau_{//d}^{SLU} : \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$						
Cl durata :	T daN	M_x daNm	M_y daNm	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²			
Permanente	119,0	82,1	34,9	77,0	26,2	2,2			
Media	224,3	188,3	65,7	176,5	49,3	4,2			
verifiche:									
Sezione: rettangolare	$f_d : k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$								
k_m : 0,7	$f_{m,d}$ daN/cm ²	$f_{v,d}$ daN/cm ²	$\frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$	$k_m \cdot \frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$		$\frac{\tau_{//d}}{f_{v,d}}$			
Cl durata : Cl servizio.	k_{mod}								
Permanente	2	0,6	168,0	16,0	0,6	0,5	< 1	0,1	< 1
Media	2	0,8	224,0	21,3	0,94	0,8	< 1	0,2	< 1

Carichi SLE

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	115,0	124,9	γ_g : 1,0	0,39	48,7
pp: peso proprio		4,8 daN/m	γ_g : 1,0		4,8
variabile: neve					
q_k : variabile cmb rara		120,0	γ_q : 1,0	0,39	46,8
W_k : totale					100,3

Verifiche deformazioni SLE

istantanea permanente:

carico distribuito:

$$U_{G \text{ ist}} = \left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \alpha \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot (3,7+4,8) : \quad \text{cm} \quad 1,03 \rightarrow 1/292$$

istantanea variabile:

carico distribuito:

$$U_{Q \text{ ist}} = \text{cmb rara} \left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \alpha \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot 8 : \quad \text{cm} \quad 0,90 \rightarrow 1/333$$

$$CI \text{ servizio } \mathbf{2} \quad k_{\text{def}} = \mathbf{0,7} \quad \psi_2 = \mathbf{0,1}$$

differita permanente:

$$U_{G \text{ dif}} = k_{\text{def}} \cdot U_{G \text{ ist}} = 0,7 \times 1,03 : \quad \text{cm} \quad 0,72$$

differita variabile:

$$U_{Q \text{ dif}} = \psi_2 \cdot k_{\text{def}} \cdot U_{Q \text{ ist}} = 0,1 \times 0,7 \times 0,9 : \quad \text{cm} \quad 0,06$$

freccia istantanea variabile:

$$U_{Q \text{ ist}} = \mathbf{0,90} < \mathbf{1,50} \text{ cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/333 < 1/200$$

freccia finale variabile:

$$U_{Q \text{ fin}} = U_{Q \text{ ist}} + U_{Q \text{ dif}} = \mathbf{0,96} < \mathbf{1,50} \text{ cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/312 < 1/200$$

freccia finale totale:

$$U_{T \text{ fin}} = U_{G \text{ ist}} + U_{Q \text{ ist}} + U_{G \text{ dif}} + U_{Q \text{ dif}} = \mathbf{2,71} < \mathbf{3,00} \text{ cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/111 < 1/100$$

Geometria

γ : angolo inclinazione	22 °
L: luce di calcolo arcarecci	370 cm
i: interasse arcarecci (proiezione)	39 cm

Materiale

Tipo: legno massiccio	Classe: S1	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 420 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 40 daN/cm ²	γ_k : 500 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 130000 daN/cm ²	G_{mean} : 8100 daN/cm ²	

Sezione

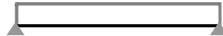
b: base	10 cm	A:	80 cm ²
h: altezza	8 cm	W_x :	107 cm ³
		J_x :	427 cm ⁴
		W_y :	133 cm ³
γ :	1,2		

Carichi SLU

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	135,0	145,6	γ_g : 1,5	0,39	85,2
pp: peso proprio		4,0 daN/m	γ_g : 1,3		5,2
variabile:	neve				
q_k : variabili		120,0	γ_q : 1,5	0,39	70,2
W_k : totale					160,6

Sollecitazioni SLU

schema di calcolo:



Cl durata: Permanente		Cl durata: Media	
T: taglio	$\frac{(g_k + pp) \cdot l}{2}$	T: taglio	$\frac{w_k l}{2}$
	167,2 daN		297,1 daN
M_x : momento asse x	$(g_k + pp) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	M_v : momento vento falda	$\frac{q_{ik} \cdot i}{\cos \alpha} \cdot \frac{l^2}{8}$
	143,4 daNm		50,5 daNm
M_y : momento asse y	$(g_k + pp) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	M_x : momento asse x	$M_v + w_k \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$
	57,9 daNm		305,3 daNm
		M_y : momento asse y	$w_k \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$
			102,9 daNm

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

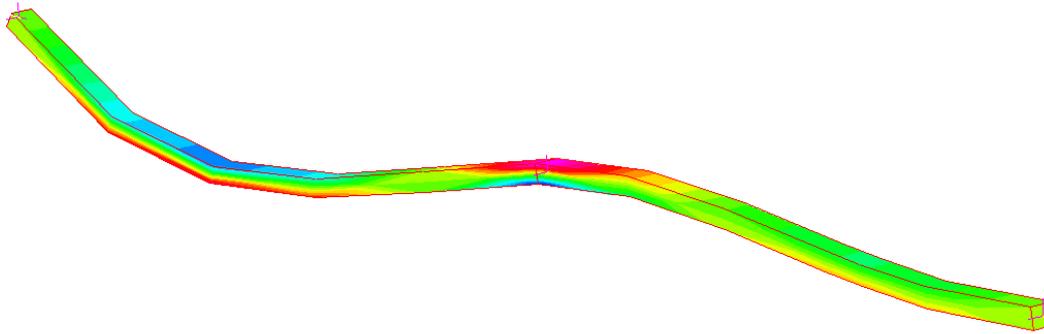
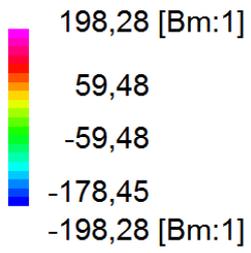
tensioni massime:

	T	M_x	M_y	$\sigma_{x,d}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_x}$	$\sigma_{y,d}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_y}$	$\tau_{y,d}^{SLU} : \frac{3}{2} \frac{T_{max}}{A}$
Cl durata :	daN	daNm	daNm	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
Permanente	167,2	143,4	57,9	134,4	43,5	3,1
Media	297,1	305,3	102,9	286,2	77,2	5,6

verifiche:

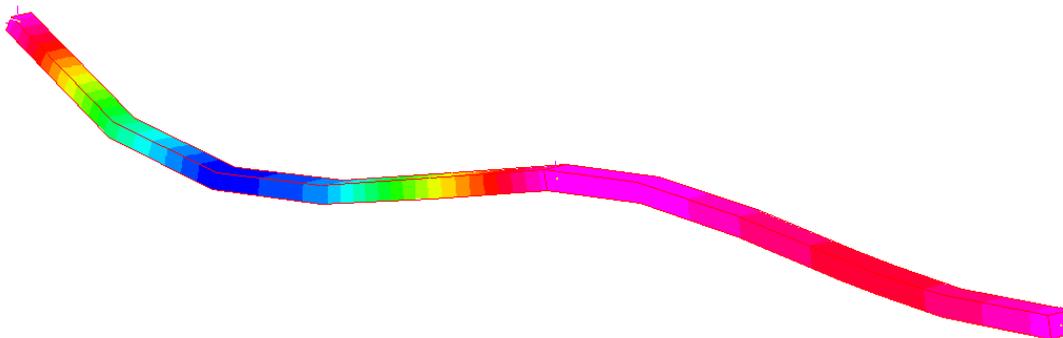
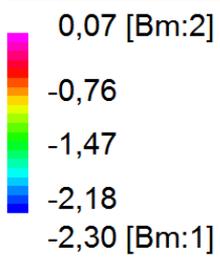
Sezione: rettangolare	$f_d : k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$				
k_m : 0,7	$f_{m,d}$: $f_{v,d}$: $\frac{\sigma_{x,d} + k_m \cdot \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}}{f_{m,d}}$ $k_m \cdot \frac{\sigma_{x,d} + \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}}{f_{m,d}}$				
Cl durata :	Cl servizio:	k_{mod} :	daN/cm ²	daN/cm ²	$\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}}$
Permanente	2	0,6	168,0	16,0	
Media	2	0,8	224,0	21,3	

Fibre Stress (kg/cm²)



STRESS SLU

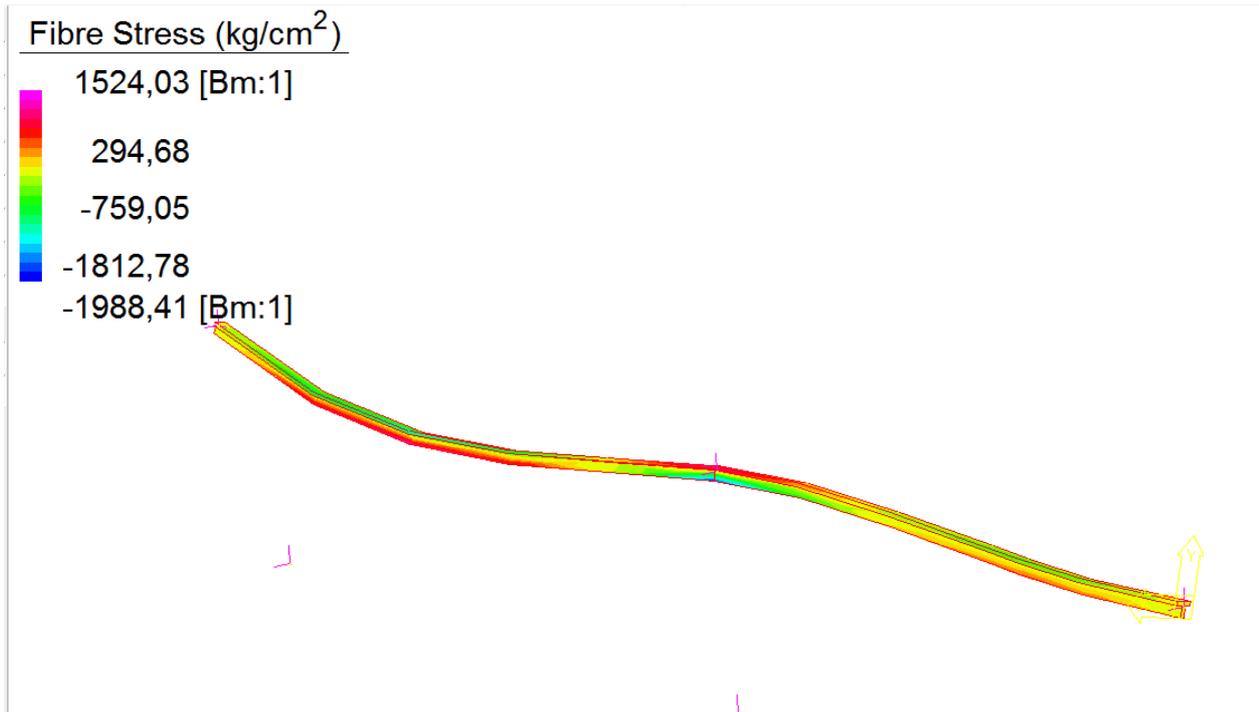
Beam Disp: DY (cm)



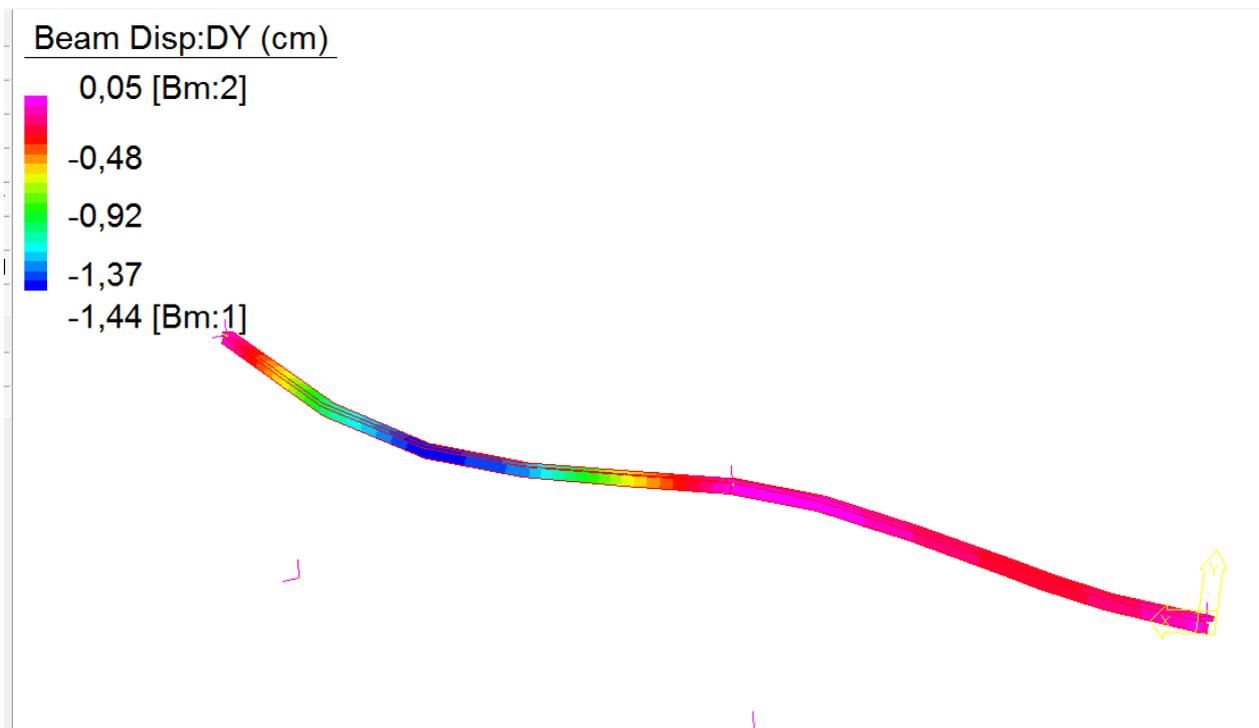
SPOSTAMENTI SLE

375/200=	1,88 cm	<i>freccia ammissibile</i>	non verificato
	2,30 cm	<i>freccia di calcolo</i>	

SI RIPORTA IL CALCOLO PER IL PROFILO A T (ALA SUPERIORE 60*15mm ANIMA 20*55mm CON CARICO NEVE DI 120 daN/mq



STRESS SLU



SPOSTAMENTI SLE

$375/200=$

1,88 cm

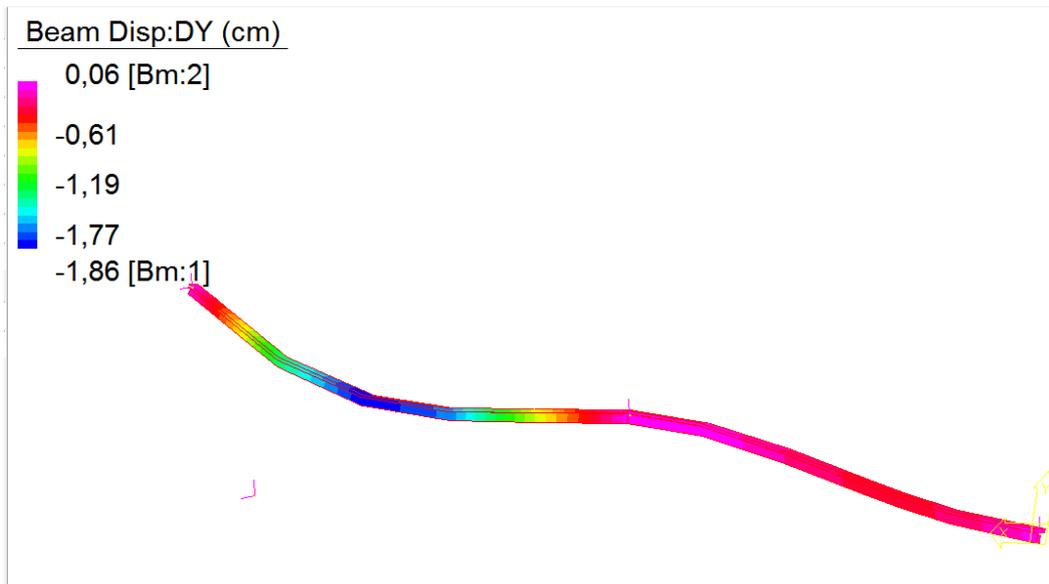
freccia ammissibile

1,44 cm

freccia di calcolo

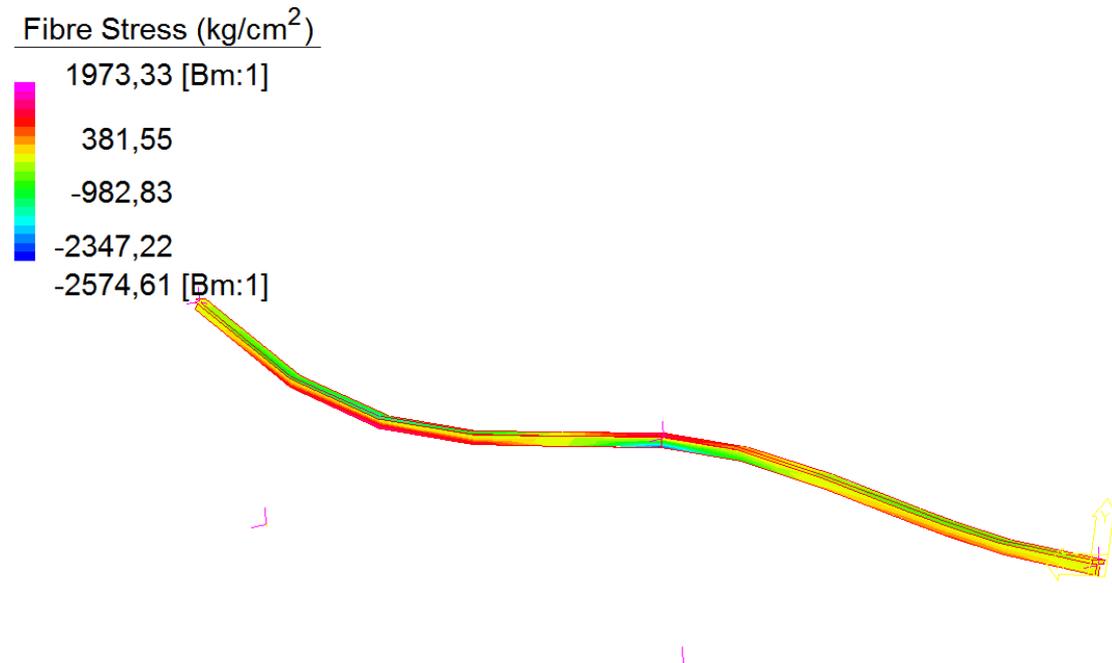
OK VERIFICATO

SI RIPORTA IL CALCOLO PER IL PROFILO A T (ALA SUPERIORE 60*15mm ANIMA 20*55mm CON CARICO NEVE DI 200 daN/mq



SPOSTAMENTI SLE

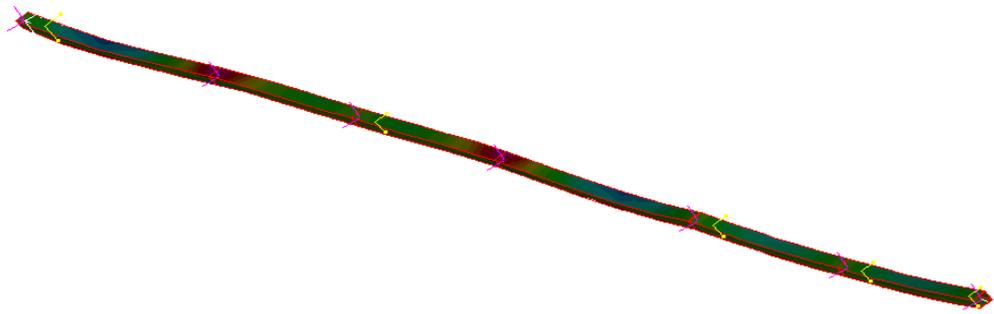
$375/200=$	1,88 cm	<i>freccia ammissibile</i>	
	1,86 cm	<i>freccia di calcolo</i>	OK VERIFICATO



STRESS SLU

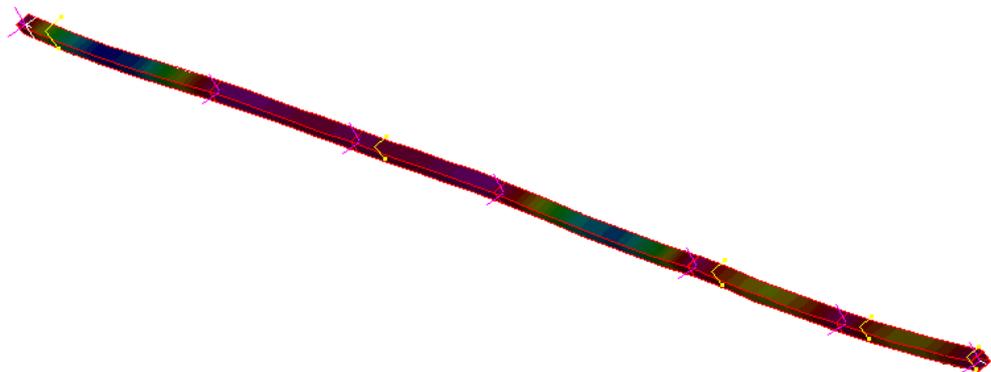
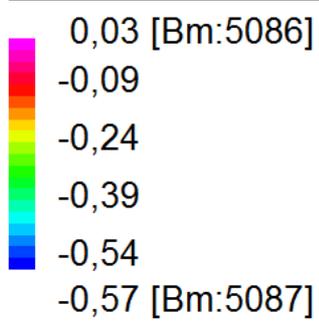
**SI RIPORTA IL CALCOLO PER IL PROFILO TUBOLARE IN ALTERNATIVA AL T
CON CARICO NEVE DI 200 daN/mq**

Fibre Stress (kg/cm²)



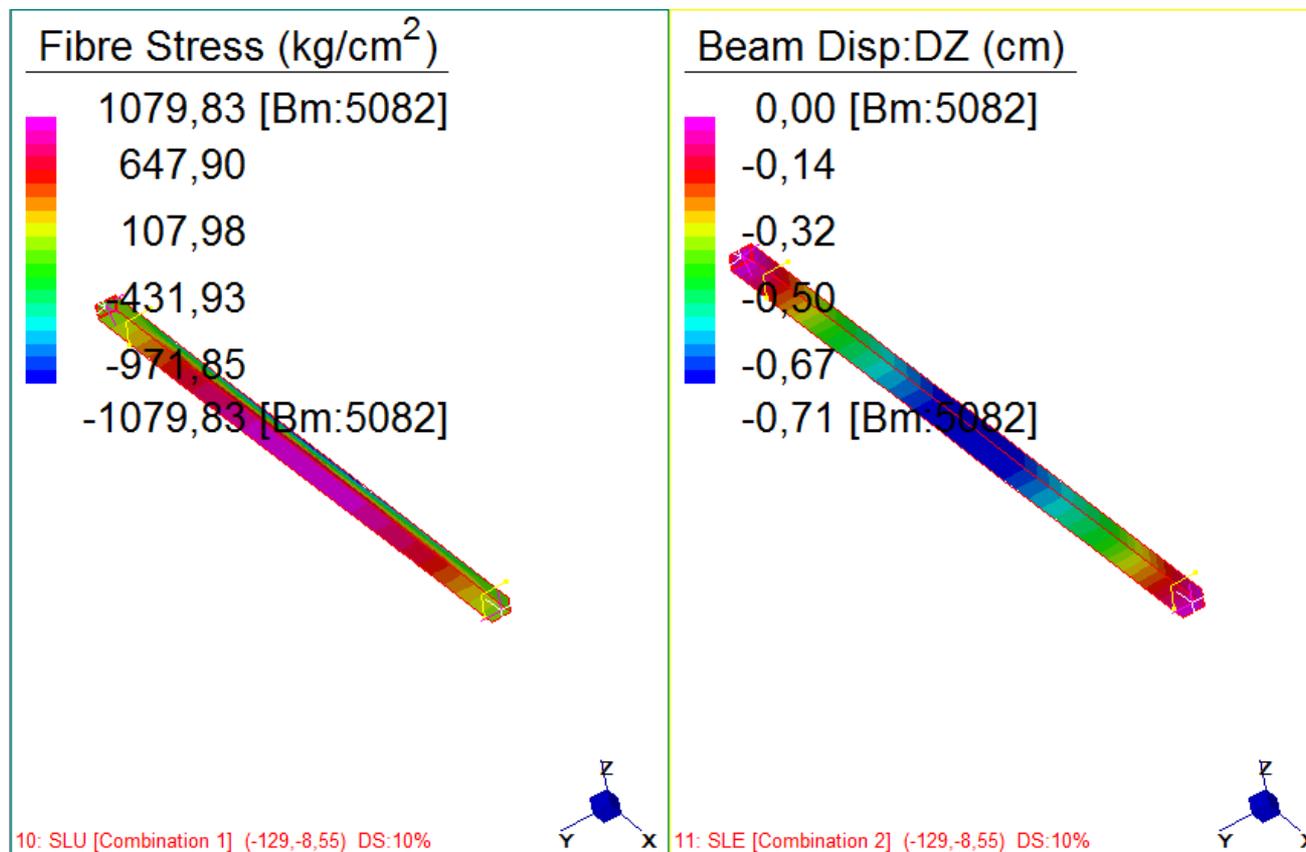
STRESS SLU

Beam Disp:DZ (cm)



Spostamenti verticali SLE

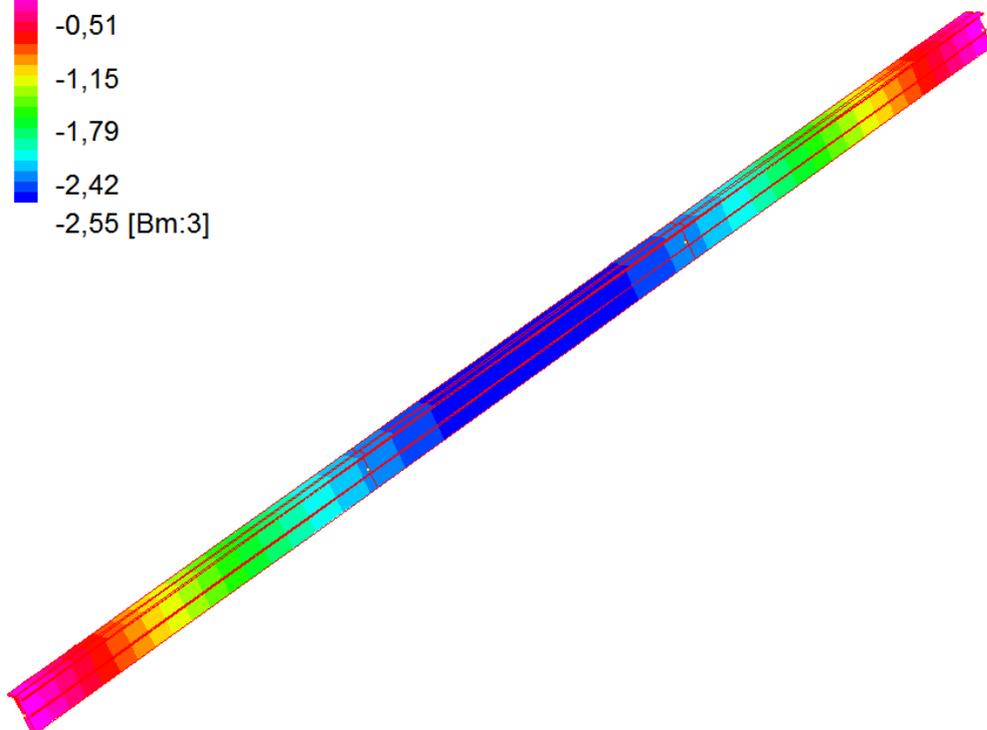
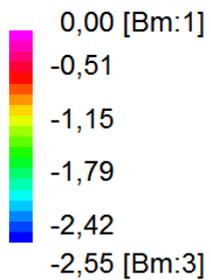
SI RIPORTA IL CALCOLO PER IL PROFILO TUBOLARE per la zona con copertura in vetro CON CARICO NEVE DI 200 daN/mq



VERIFICA SEMPLIFICATA PUNTONE CAPRATA 2.2

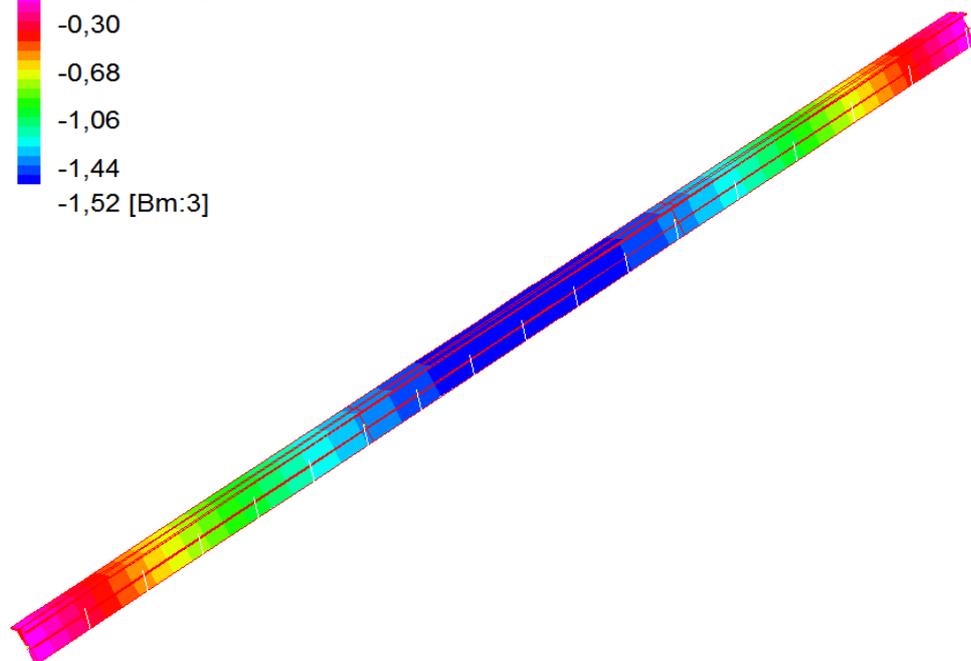
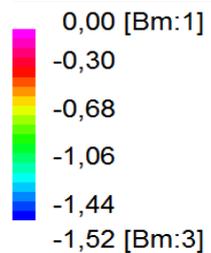
Profilo a T(b)

Beam Disp:DY (cm)



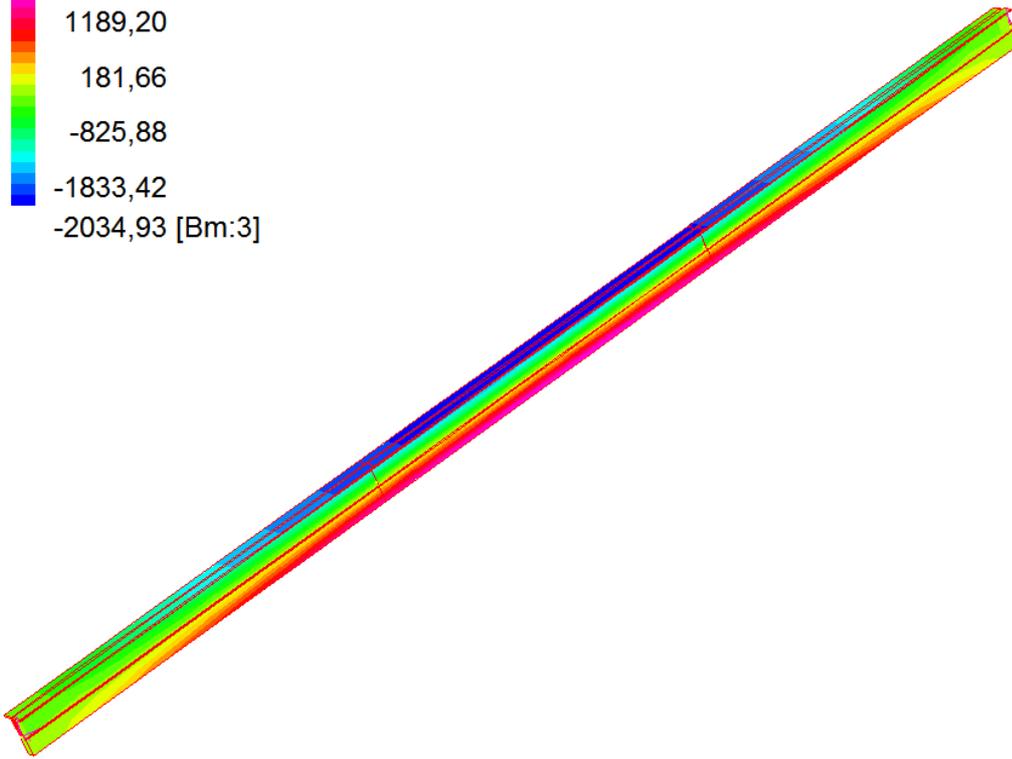
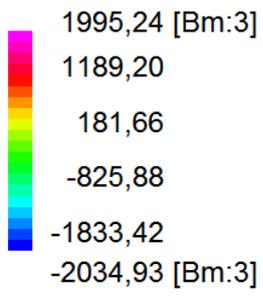
Spostamenti SLE

Beam Disp:DY (cm)



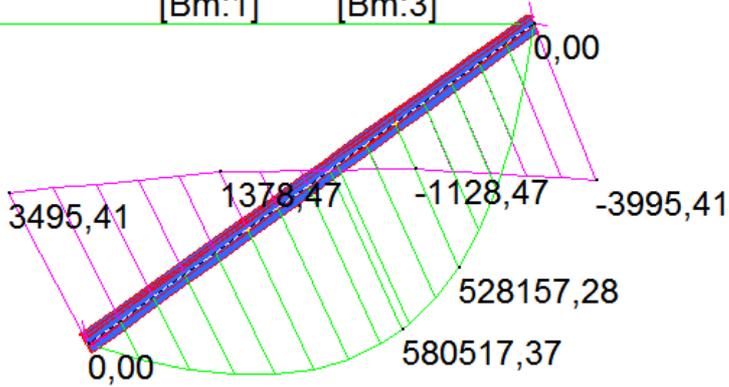
Spostamenti solo accidentali neve

Fibre Stress (kg/cm²)



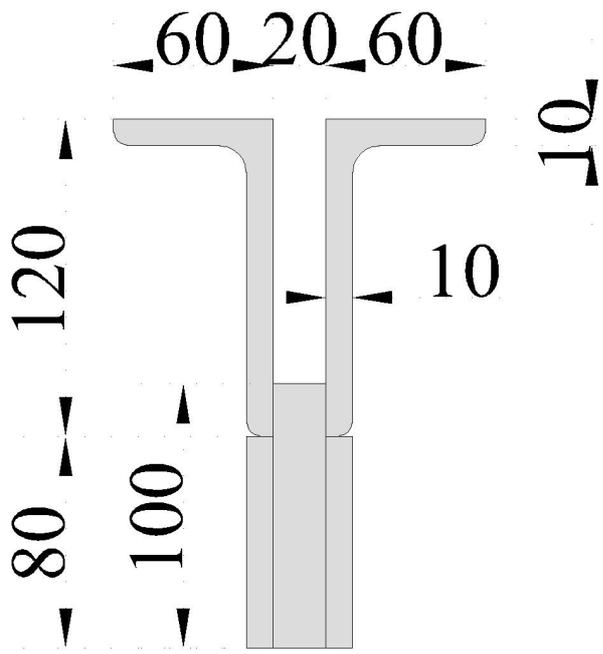
STRESS SLU

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-3995,41	3495,41
	[Bm:1]	[Bm:2]
BM2(kgf.cm)	0,00	580517,37
	[Bm:1]	[Bm:3]



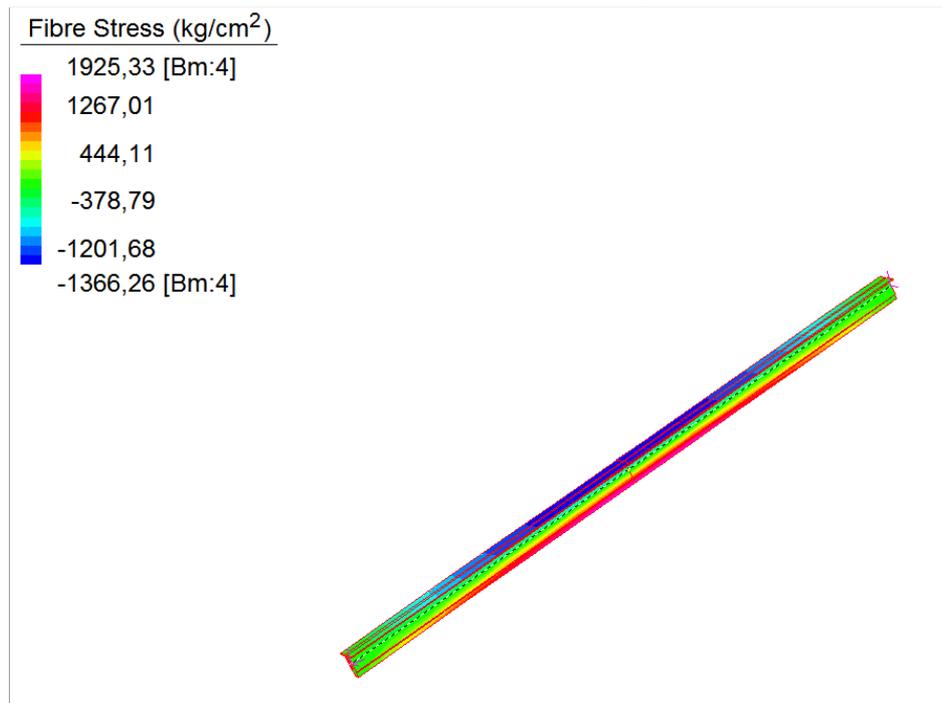
MOMENTI TAGLI SLU

PROFILO T(b)

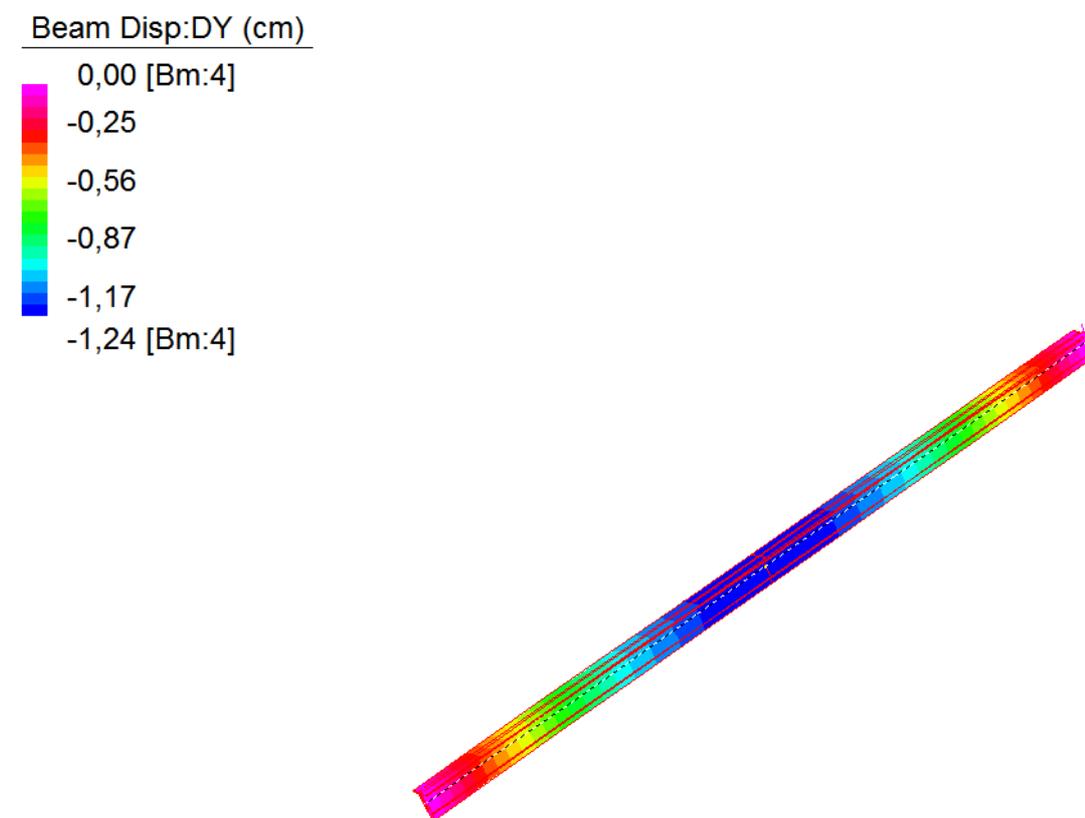


VERIFICA SEMPLIFICATA PUNTONE CAPRATA 4.2

Profilo a T(c)

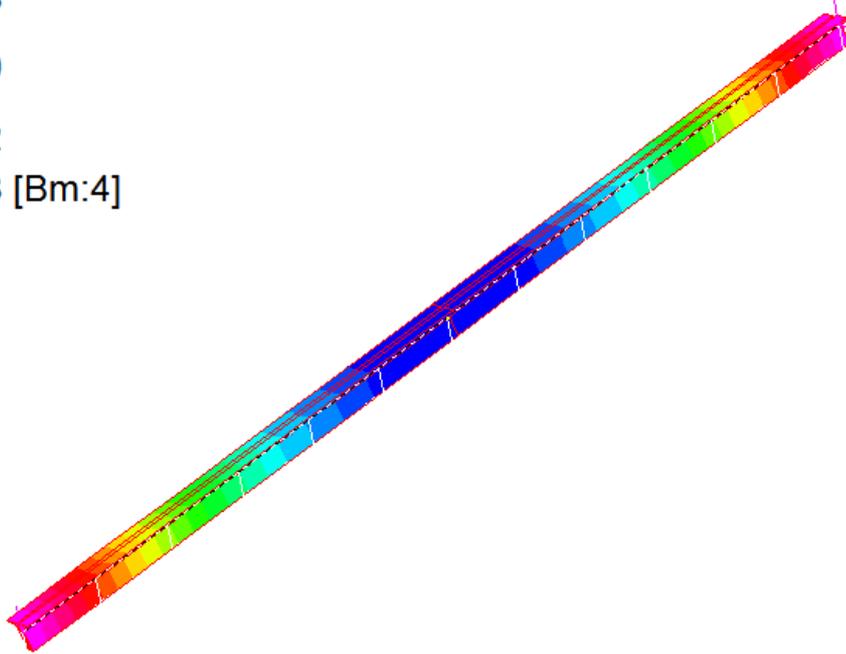
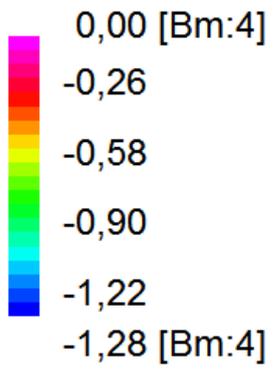


STRESS SLU



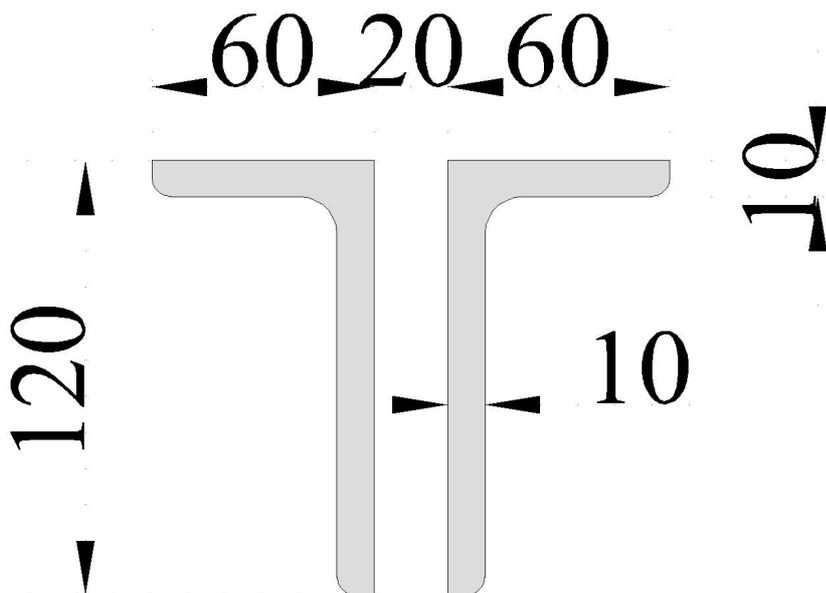
SPOSTAMENTI SLE

Beam Disp: DY (cm)



Spostamenti solo accidentali neve

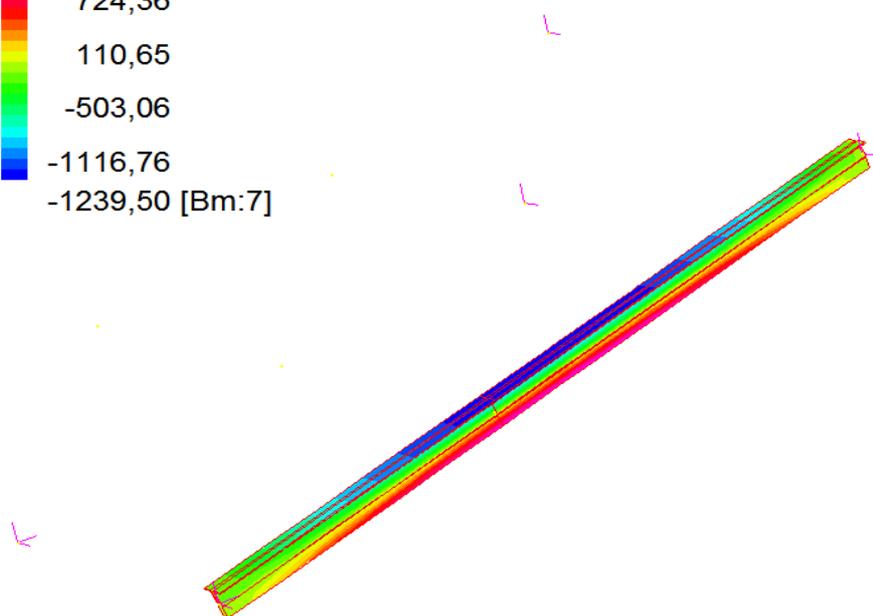
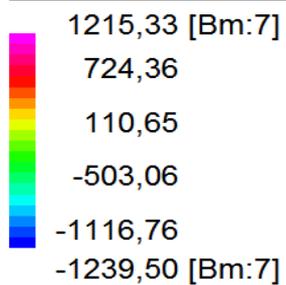
PROFILO T(a)



VERIFICA SEMPLIFICATA PUNTONE CAPRATA 6.2

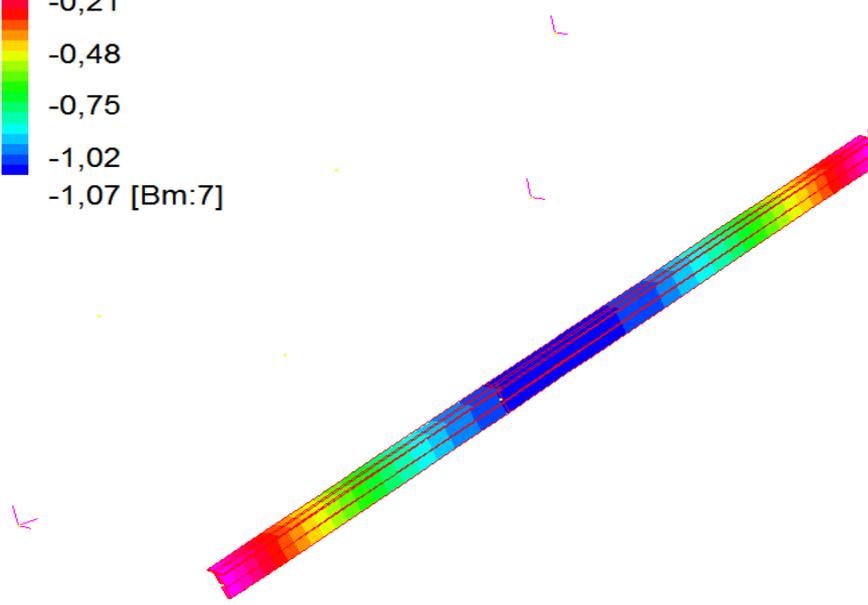
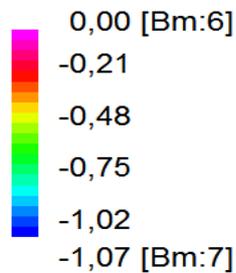
Profilo a T(b)

Fibre Stress (kg/cm²)



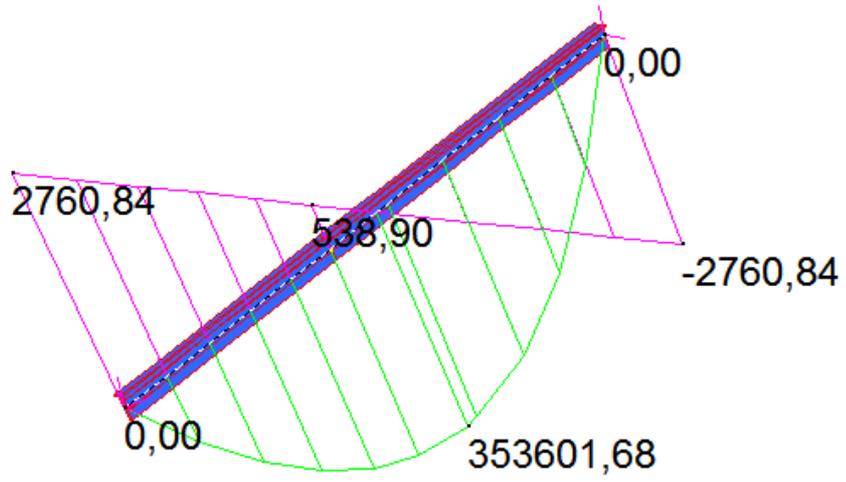
STRESS SLU

Beam Disp:DY (cm)



SPOSTAMENTI SLE

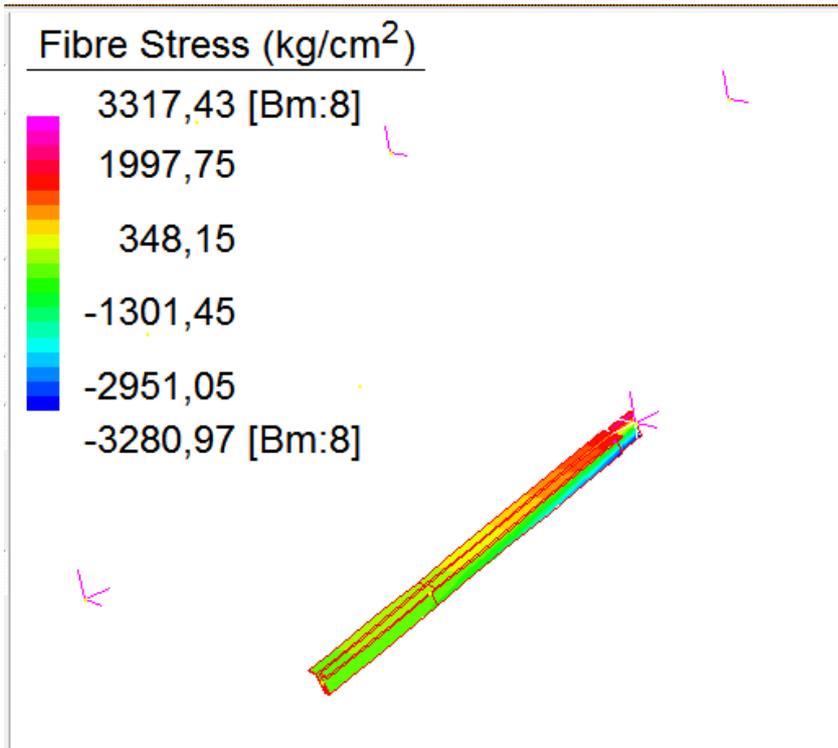
	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2760,84	2760,84
	[Bm:7]	[Bm:6]
BM2(kgf.cm)	0,00	353601,68
	[Bm:7]	[Bm:7]



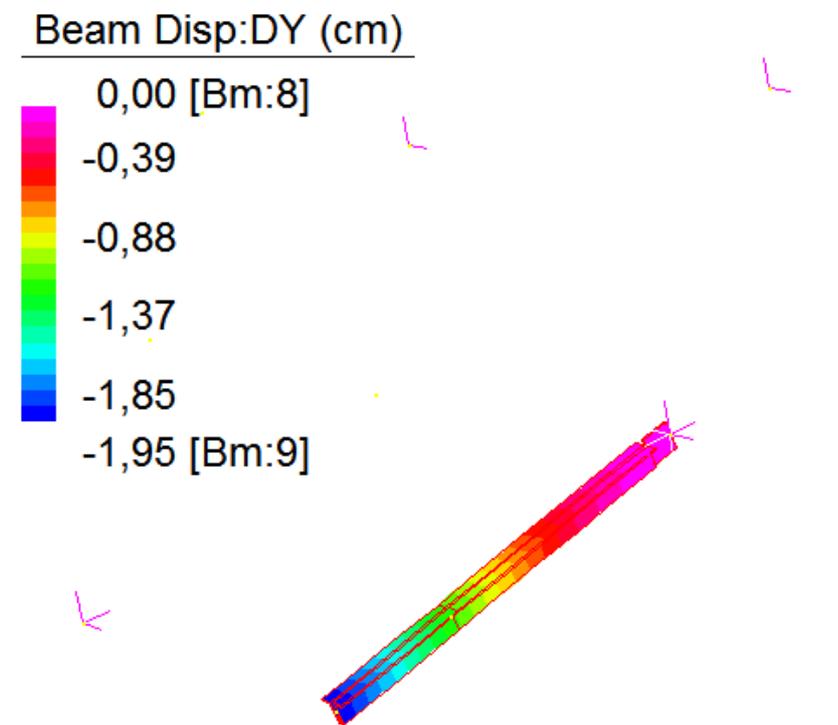
MOMENTI TAGLI SLU

VERIFICA SEMPLIFICATA LINDERUOLO CAPRATA 6.2

Profilo a T(a) incastro con piatto 20*150mm

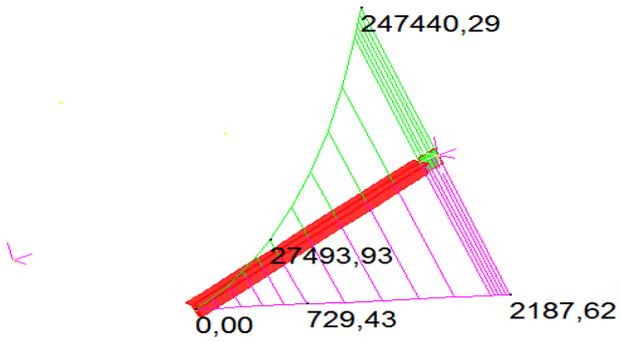


STRESS SLU

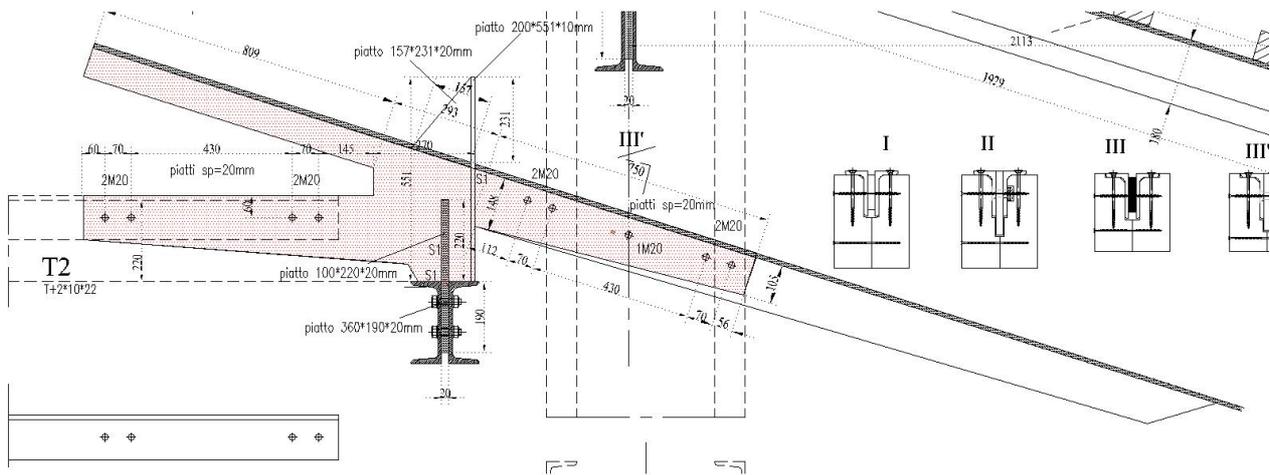


SPOSTAMENTI SLE

	MIN	MAX
SF2(kgf)	0,00	2187,62
	[Bm:9]	[Bm:8]
BM2(kgf.cm)	0,00	247440,29
	[Bm:9]	[Bm:8]



MOMENTI TAGLI SLU



NODO TIPO INCASTRO LINDERUOLI

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 16 cl.8,8

$FV/2=$	2187 daN	Taglio agente sul nodo
$n^{\circ}=$	2	numero bulloni
$Fv,Ed=FV/n^{\circ}$	1093,5 daN	Taglio agente sul singolo bullone
$Ares=$	1,57 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
$ftb=$	8000 daN/cmq per bulloni di classe 8.8	
$Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/\gamma M2=$	6028,8	Taglio resistente
$Ft/Fv,Rd=$	0,18 < 1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO $t=20mm$

$Fx=$	2187,00 daN	Azione di taglio
$n^{\circ}=$	2,00	numero bulloni
$Ft=Fx/n^{\circ}$	1093,50 daN	Taglio sul bullone
$d=$	1,60 cm	diametro
$t=$	2,00 cm	spessore
$A=t*d$	3,20 cmq	
$e1=$	3,00 cm	
$d0=$	2,00 cm	
$ftb=$	8000 daN/cmq cl. 8,8	
$ftk=$	4300 daN/cmq S275	
$e2=$	3,00 cm	
$a=\min(e1/(3d0);(ftb/ftk);1)$	0,50	
$k=\min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)$	2,50	
$\gamma M2=$	1,25	
$Fb,Rd=k*a*ftk*d*t/\gamma M2=$	13760 daN/cmq	
$Ft/Fb,Rd=$	0,08 < 1	OK verificato

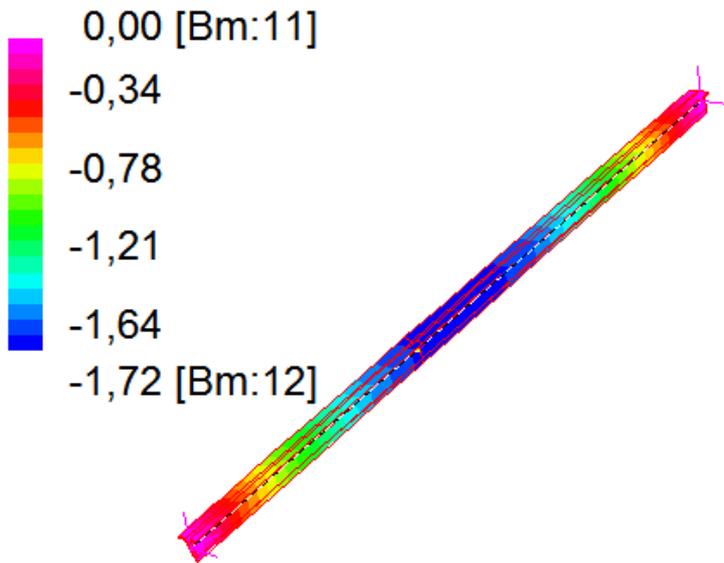
VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 16 cl.8,8		
Ms1=	247440 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	45 cm	distanza1 bulloni
b2=	10 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	5499 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1°=	2749,33 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2°=	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	2749,33 daN	Trazione da Ms risultante sul bul
N=	2187 daN	Taglio diretta agente
n°=	2,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	1093,50 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	3842,83	Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	1,57 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	6028,8	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,64 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	3842,83 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	3842,83 daN	Taglio sul bullone
d=	1,60 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	3,20 cmq	
e1=	3,00 cm	
d0=	2,00 cm	
ftb=	8000 daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5500 daN/cmq	S450
e2=	3,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,50	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
γM2=	1,25	
Fb,Rd=k*a*ftk*d*t/γM2=	17600 daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,22 <1	OK verificato

VERIFICA SEMPLIFICATA PUNTONI CHIOSTRO 2

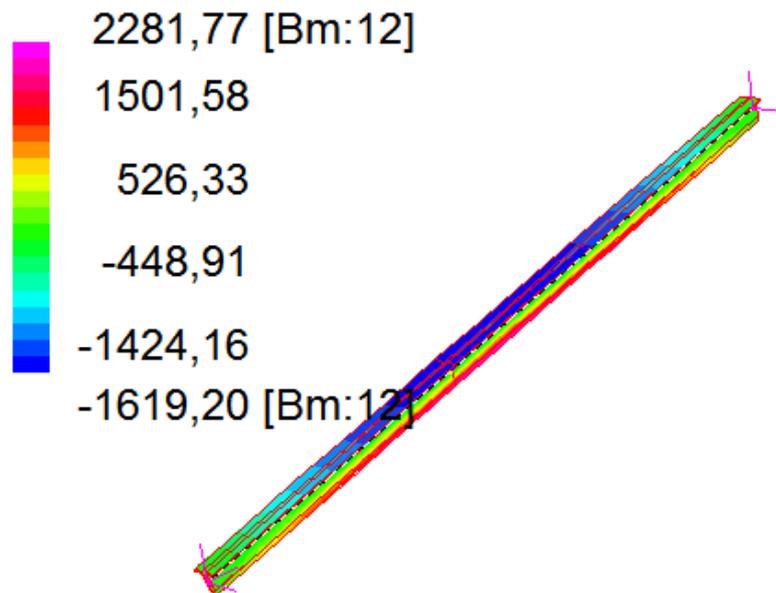
Profilo a T(c)

Beam Disp: DY (cm)



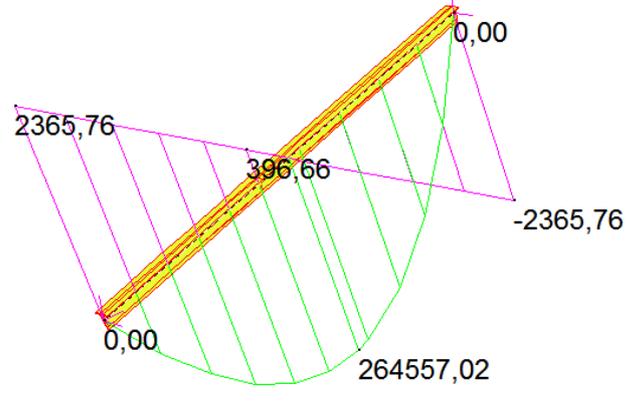
SPOSTAMENTI SLE

Fibre Stress (kg/cm²)

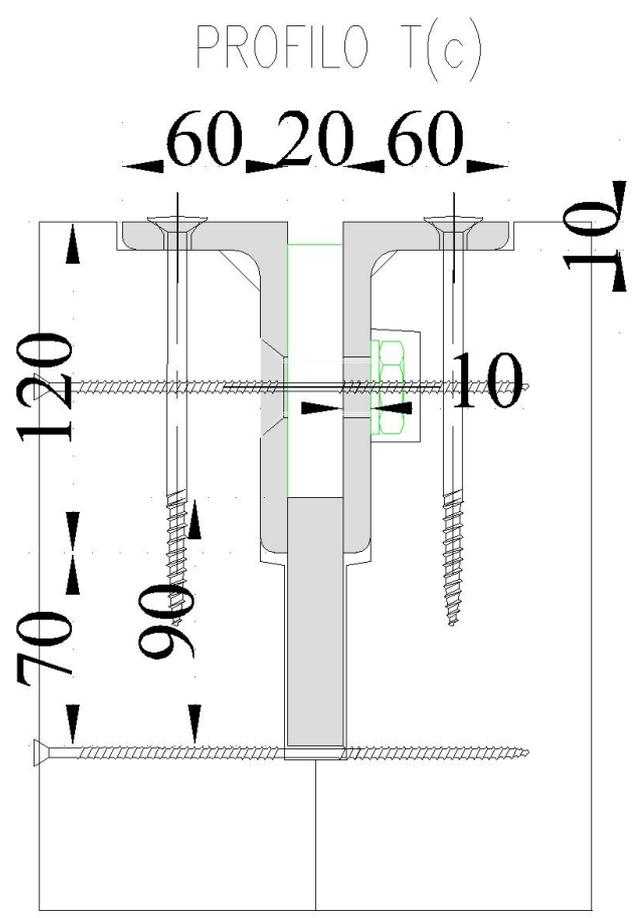


STRESS SLU

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2365,76	2365,76
	[Bm:12]	[Bm:11]
BM2(kgf.cm)	0,00	264557,02
	[Bm:12]	[Bm:12]

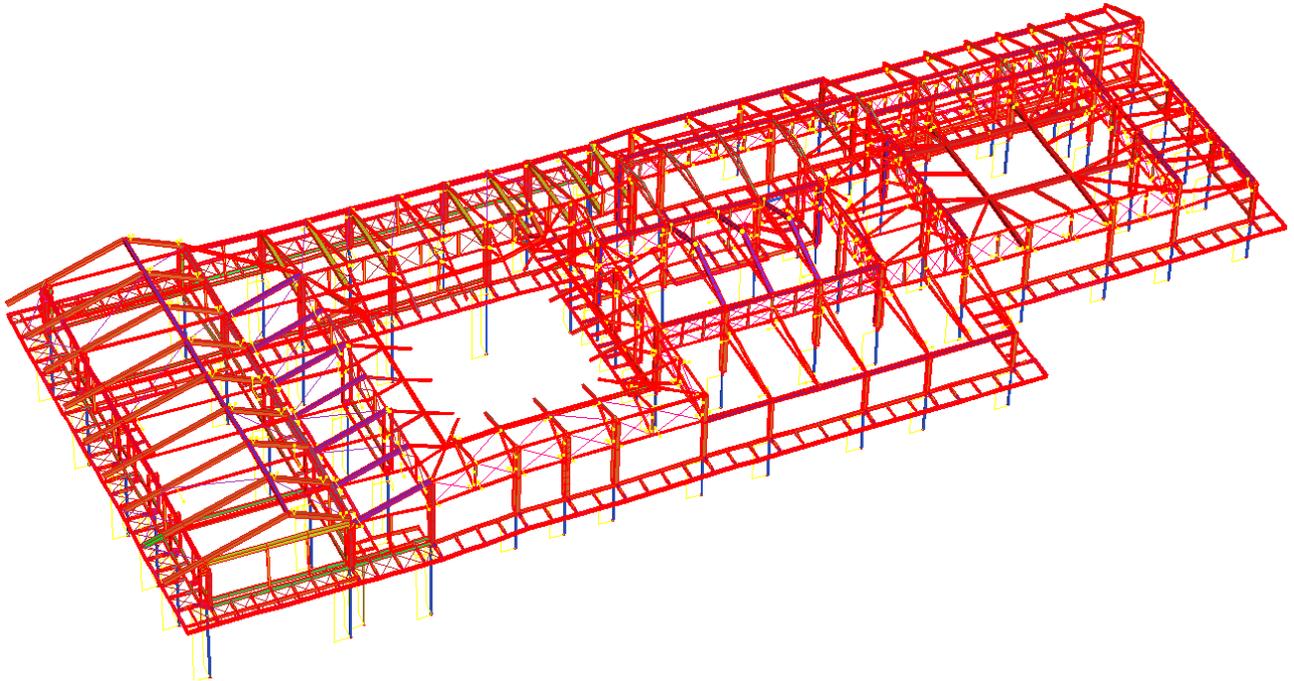


MOMENTI TAGLI SLU



MODELLO COPERTURE

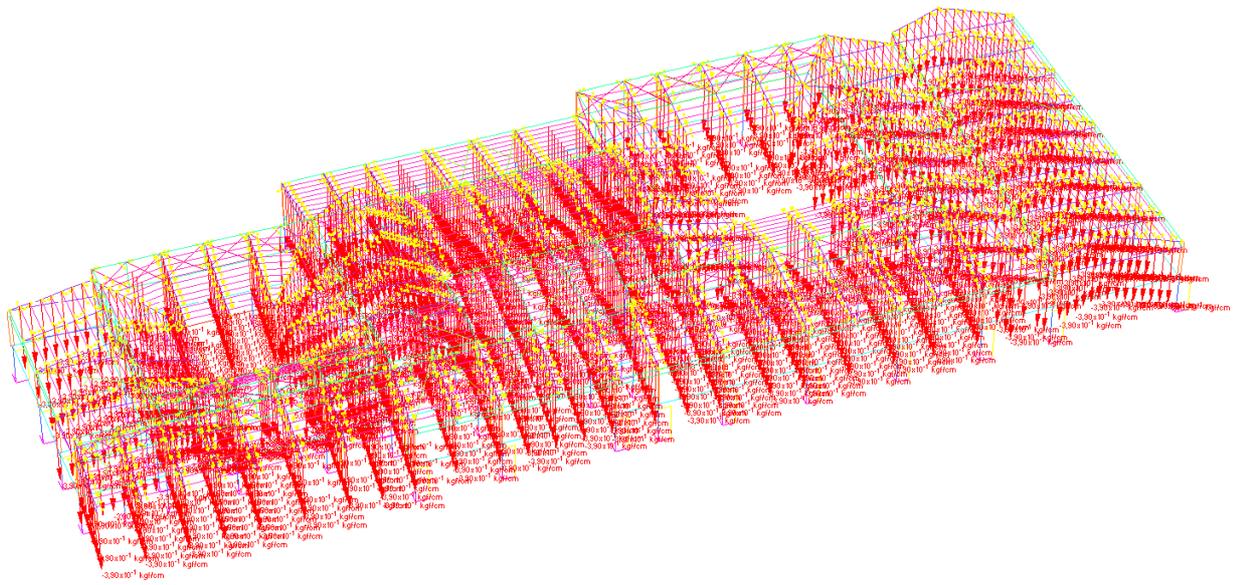
Nel seguito si riportano le verifiche del modello delle coperture dove si verificano le varie travi e parti strutturali non precedentemente analizzate.



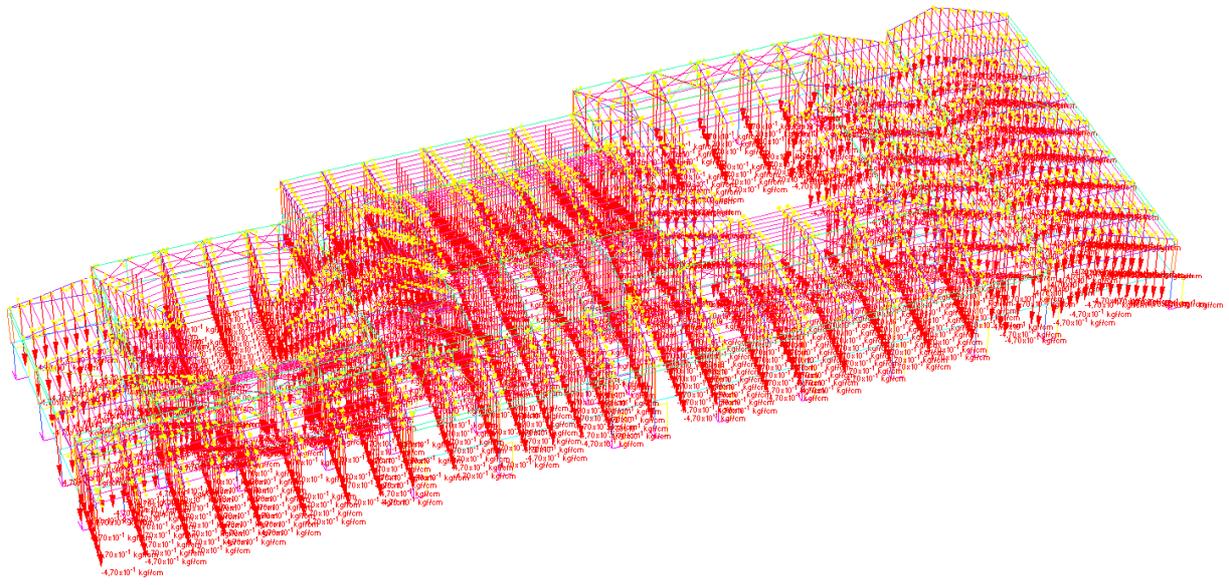
Modello copertura



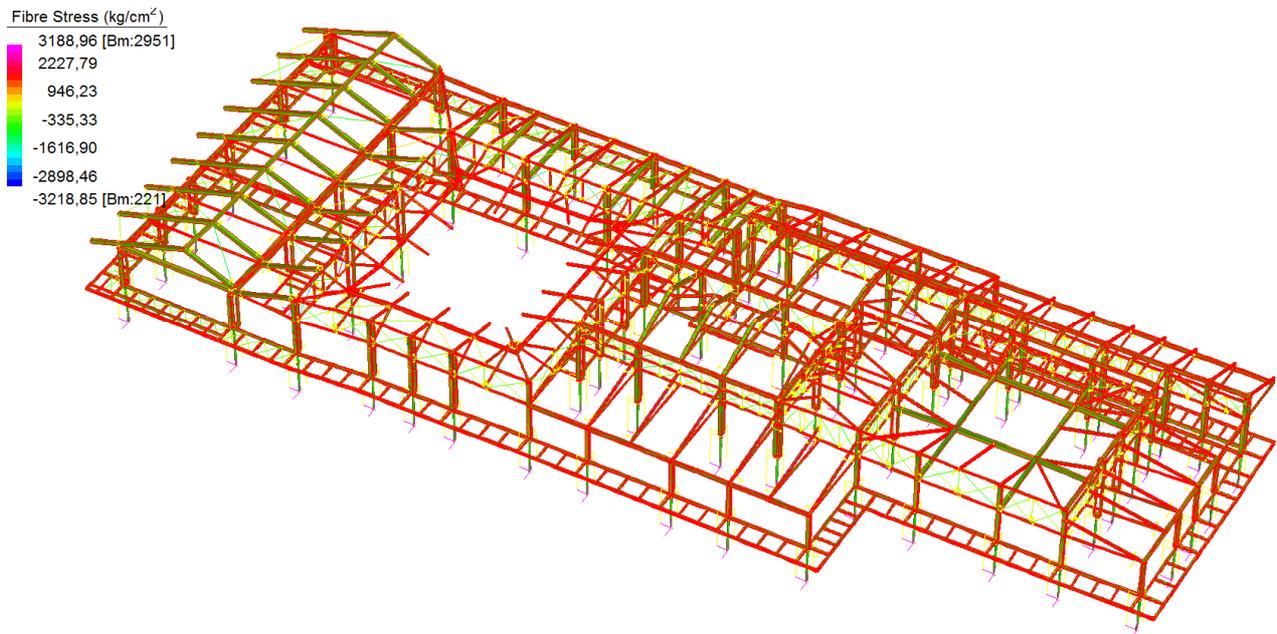
Carichi accidentali neve



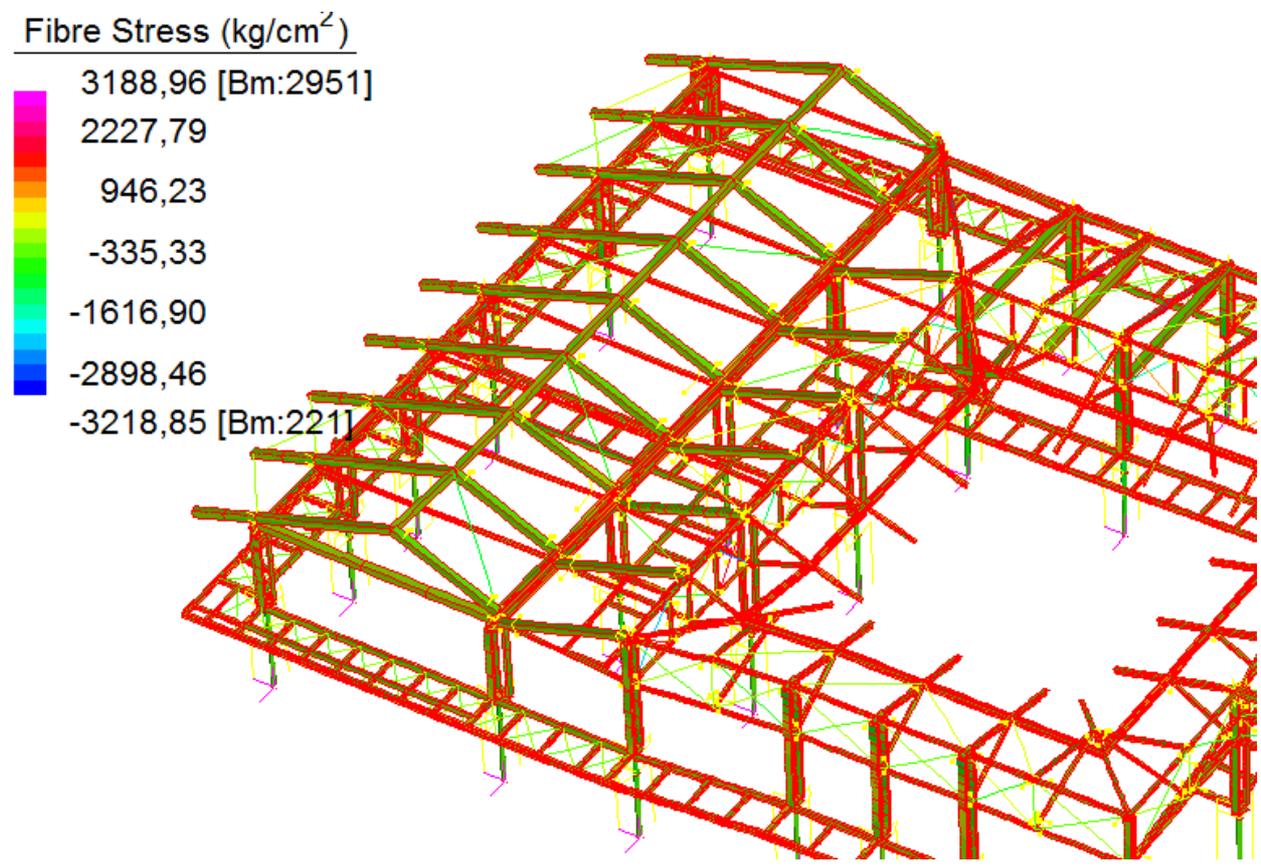
Carichi portati



Carichi accidentali neve



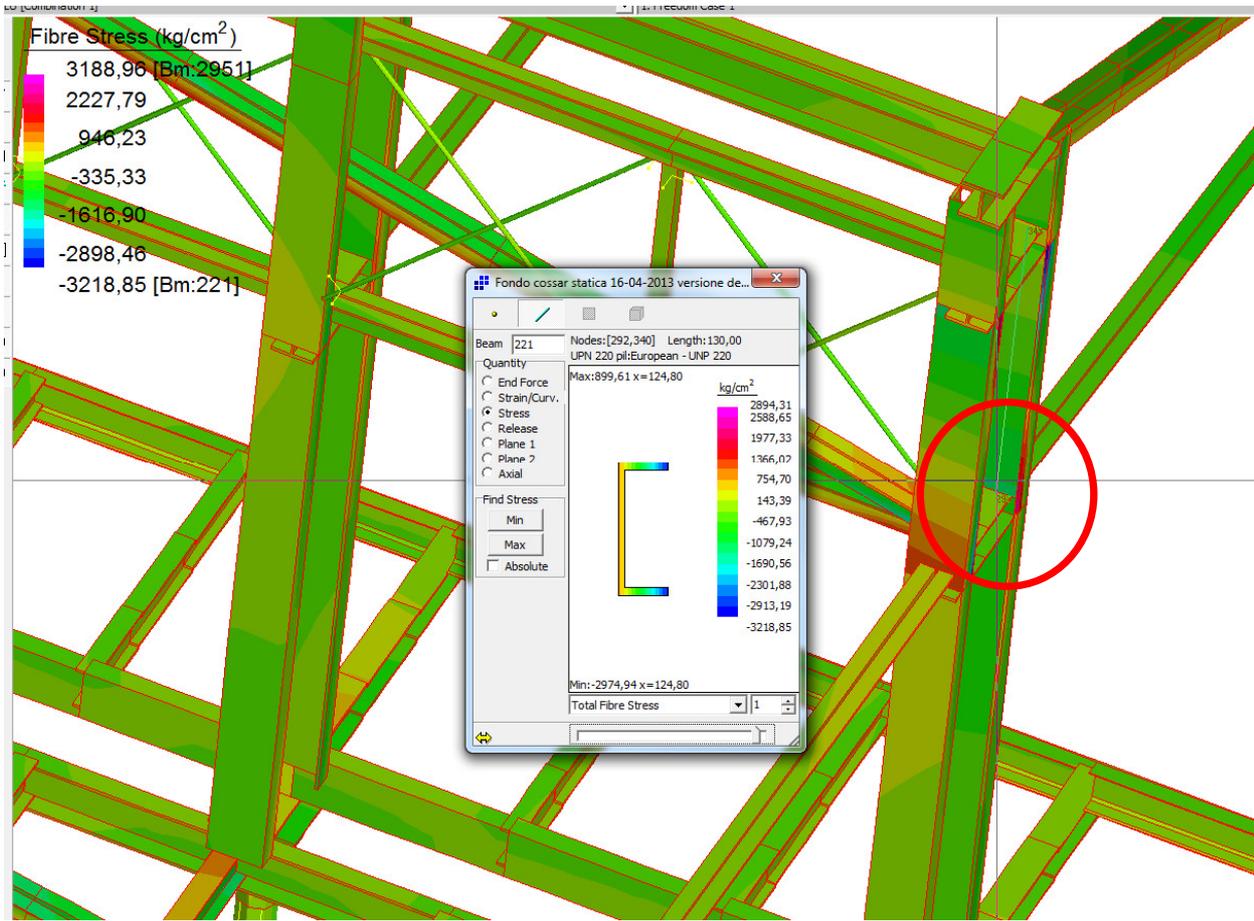
Modello globale SLU S355



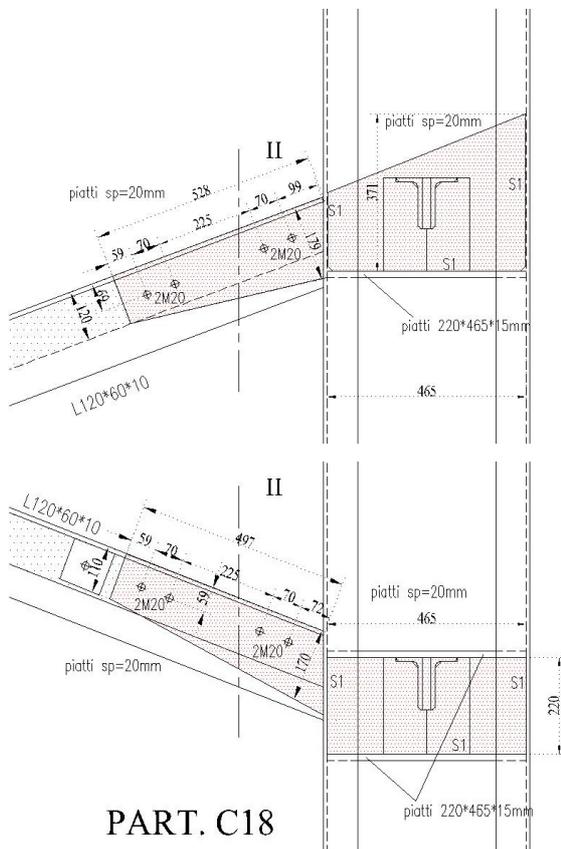
Modello globale SLU S355 $samm = 3550/1.05 = 3380 \text{ daN/cm}^2 > 3218 \text{ daN/cm}^2$

$Samm/Smax = 3380/3219 = 1.05 > 1$

Il valore di sollecitazione massimo si colloca a in prossimità del nodo degli elementi, spostandoci al di fuori della zona irrigidita dai piatti il valore di sollecitazione risulta di 2974 daN/cm²

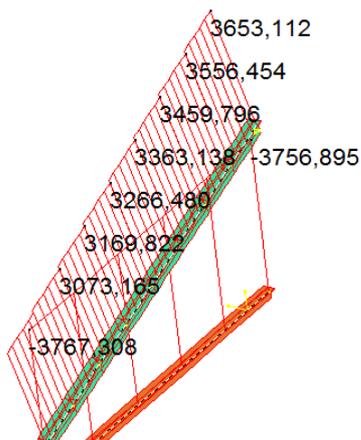


Vista parte pilastro maggiormente sollecitata al di fuori del nodo la tensione massima risulta di 2974 daN/cm²

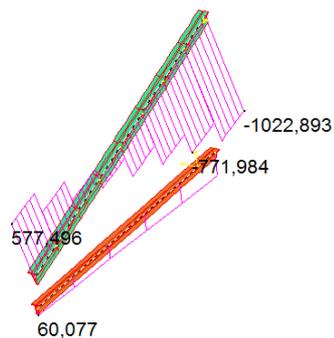


PART. C18

	MIN	MAX
Force(kgf)	-3767,308	3653,112
	[Bm:993]	[Bm:994]



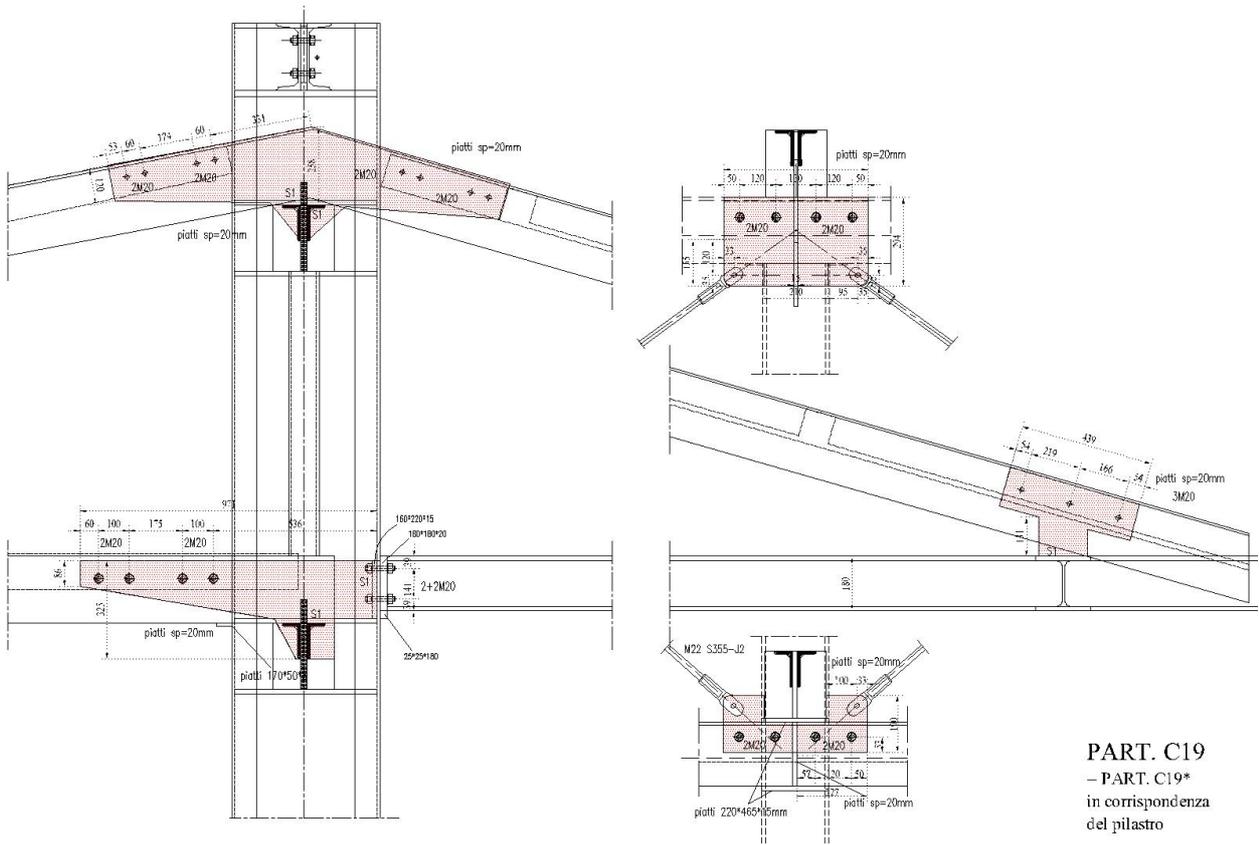
	MIN	MAX
SF2(kgf)	-1022,893	577,496
	[Bm:994]	[Bm:996]



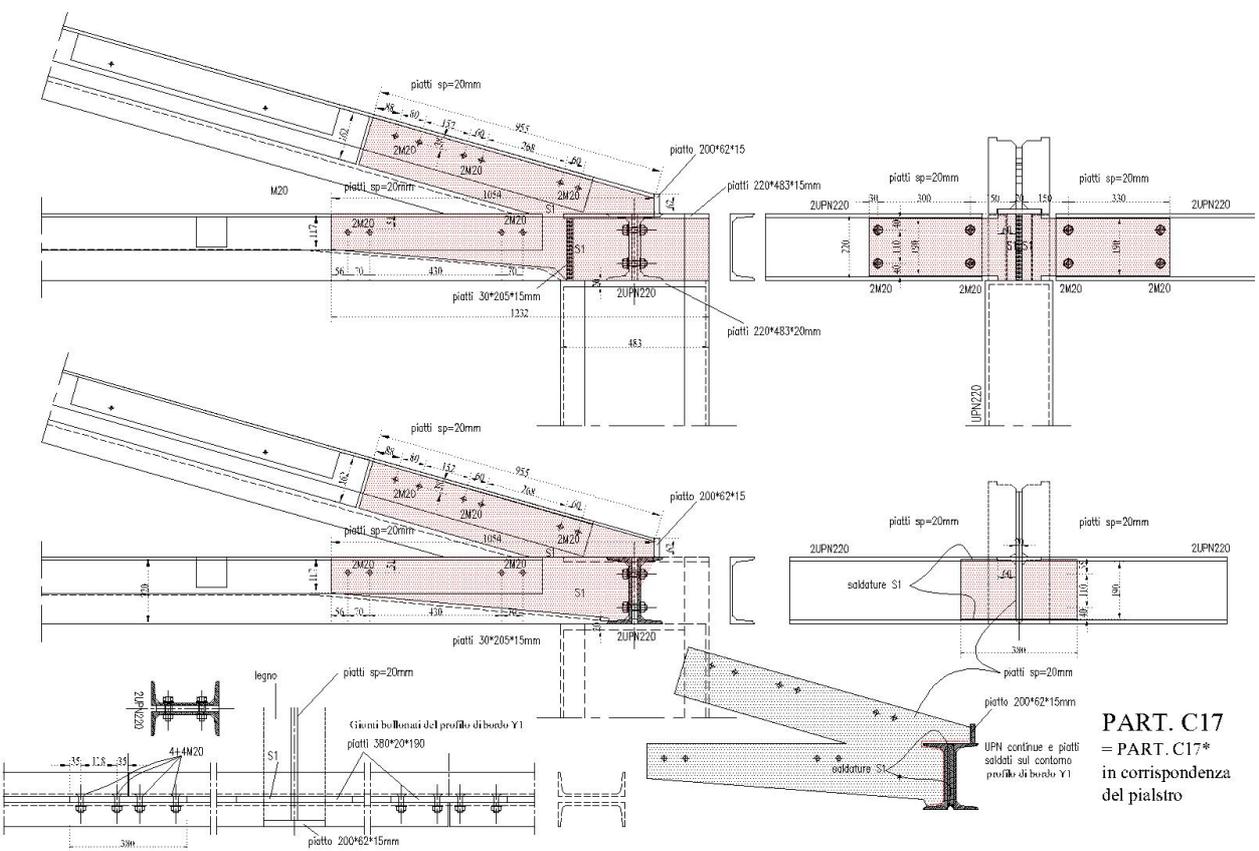
Sollecitazioni massime SLU

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
FV=	4789 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	2	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	2394,5 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2$ =	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ $\gamma M2$ =	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,25 <1	OK verificato

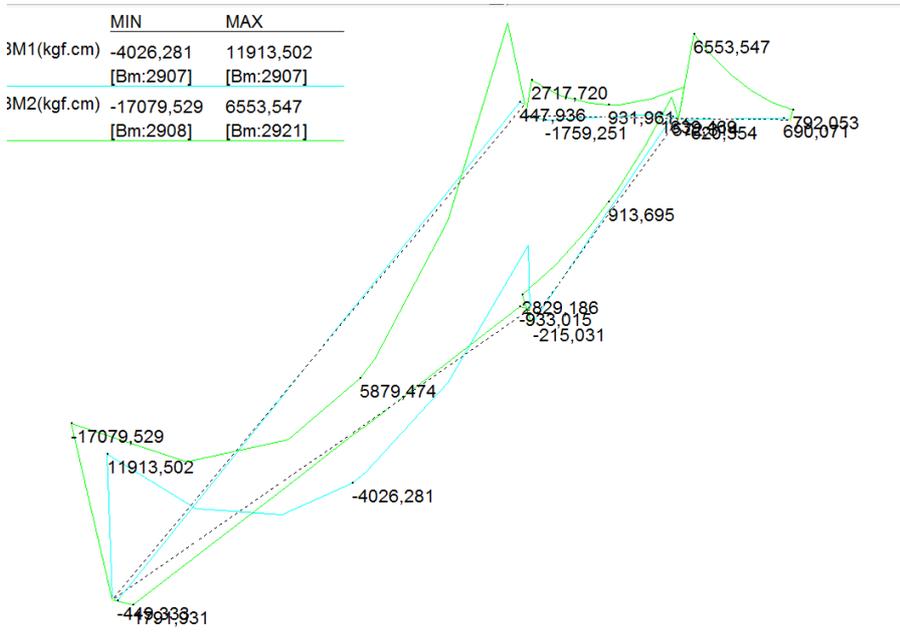
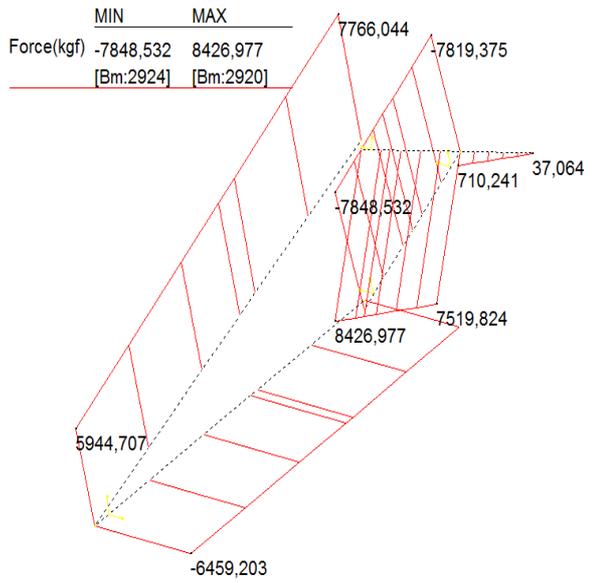
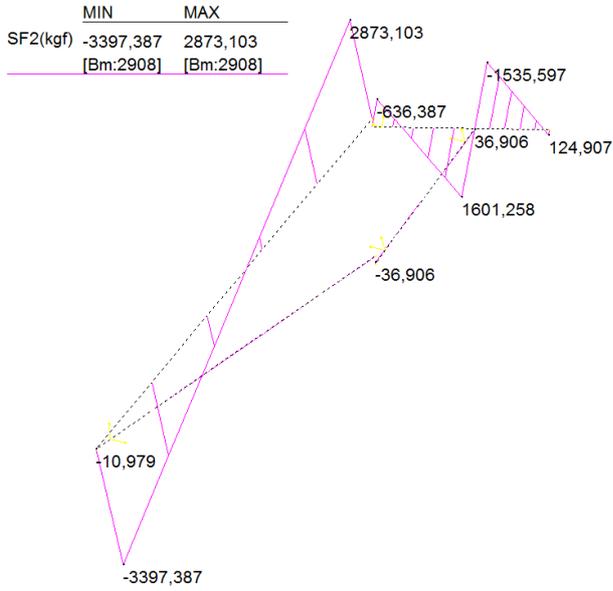
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	4789,00 daN	Azione di taglio
n°=	2,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	2394,50 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	4,00 cm ²	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,40 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	3550 daN/cm ²	S355
e2=	4,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,56	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2$ =	1,25	
Fb,Rd=k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2$ =	15778 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,15 <1	OK verificato



PART. C19
 = PART. C19*
 in corrispondenza
 del pilastro



PART. C17
 = PART. C17*
 in corrispondenza
 del pialstro

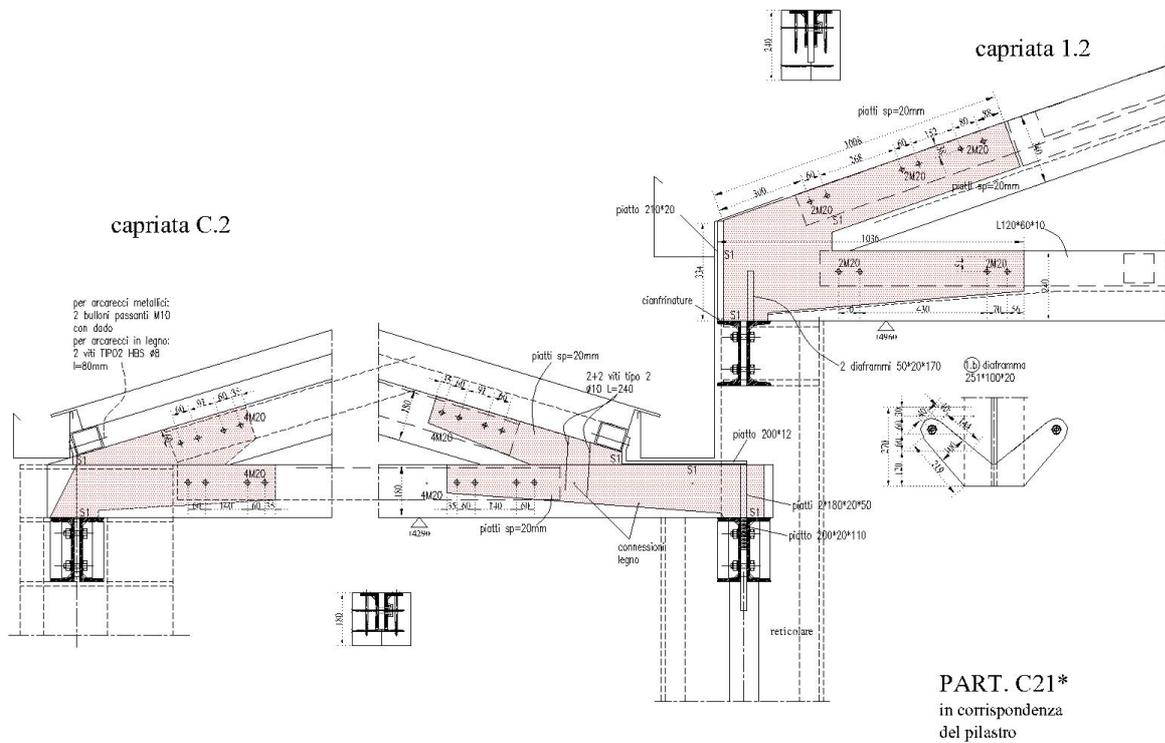


Sollecitazioni massime SLU

VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
Ms1=	17079 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	20 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	854 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°=	426,98 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°=	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	426,98 daN	Trazione da Ms risultante sul bul
N=	9341 daN	Taglio diretta agente
n°=	2,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	4670,50 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	5097,48	Taglio sollecitante sul bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
δM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/δM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,542 <1	OK verificato

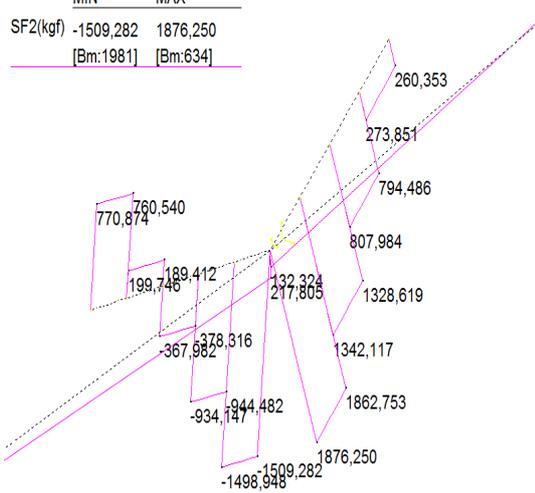
VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
FV=	10639 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	2	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	5319,5 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,57 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	10639 daN	Azione di taglio
n°=	2,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	5319,50 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	4,00 cmq	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,40 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	3550 daN/cm ²	S355
e2=	4,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,56	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
γM2=	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/γM2=	15778 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,34 <1	OK verificato



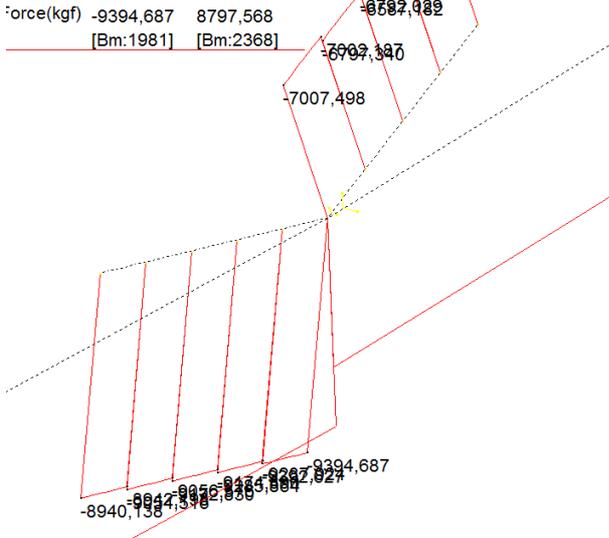
Combinazione 1 | Freedom Case 1

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-1509,282	1876,250
	[Bm:1981]	[Bm:634]

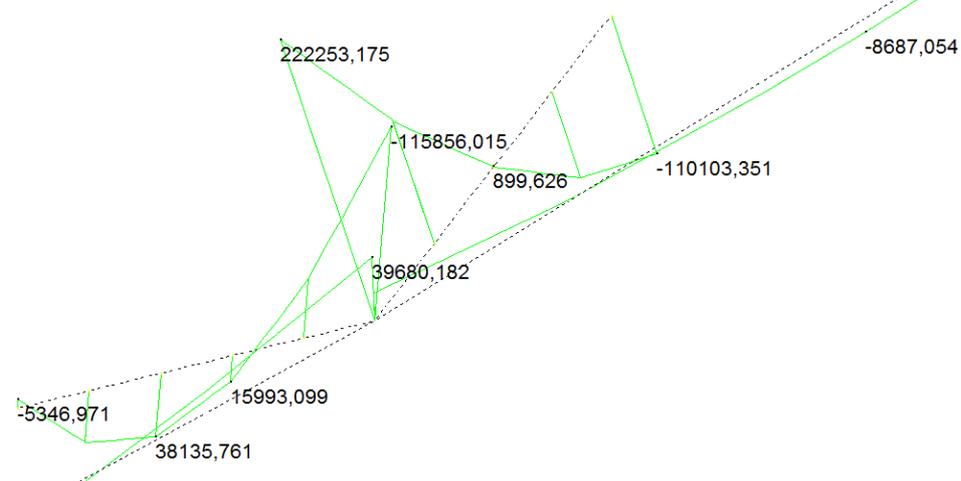


Combinazione 1 | Freedom Case 1

	MIN	MAX
Force(kgf)	-9394,687	8797,568
	[Bm:1981]	[Bm:2368]

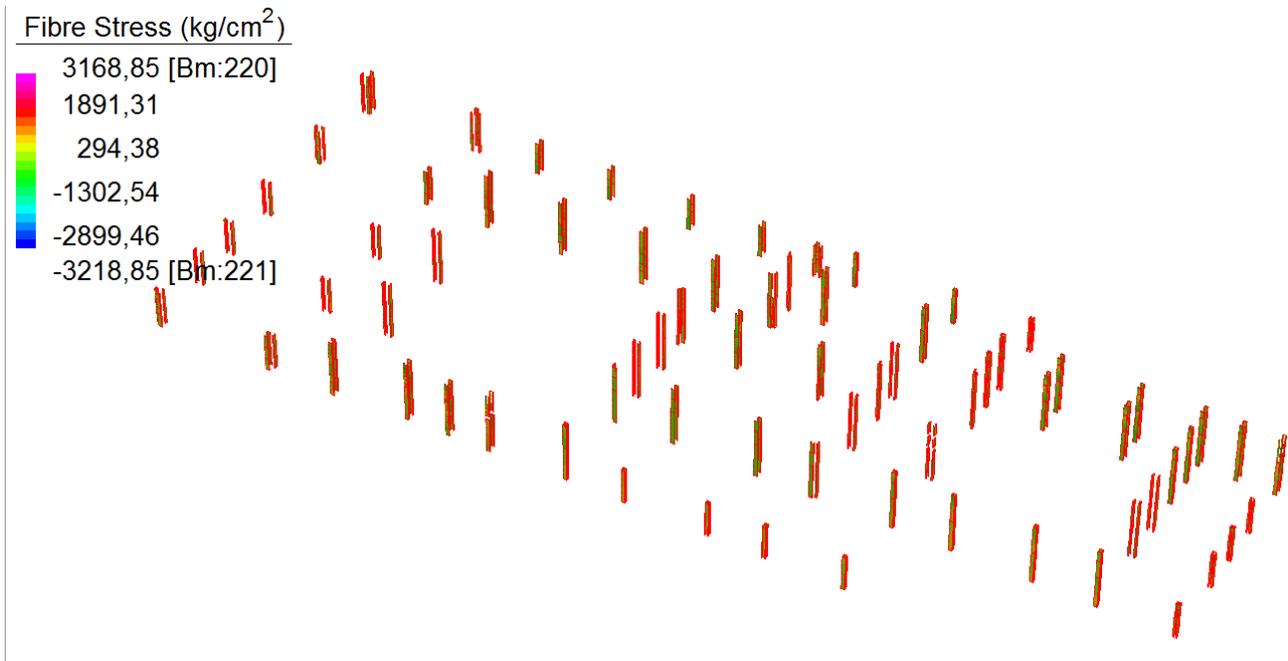


	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-115856,015	222253,175
	[Bm:1981]	[Bm:634]

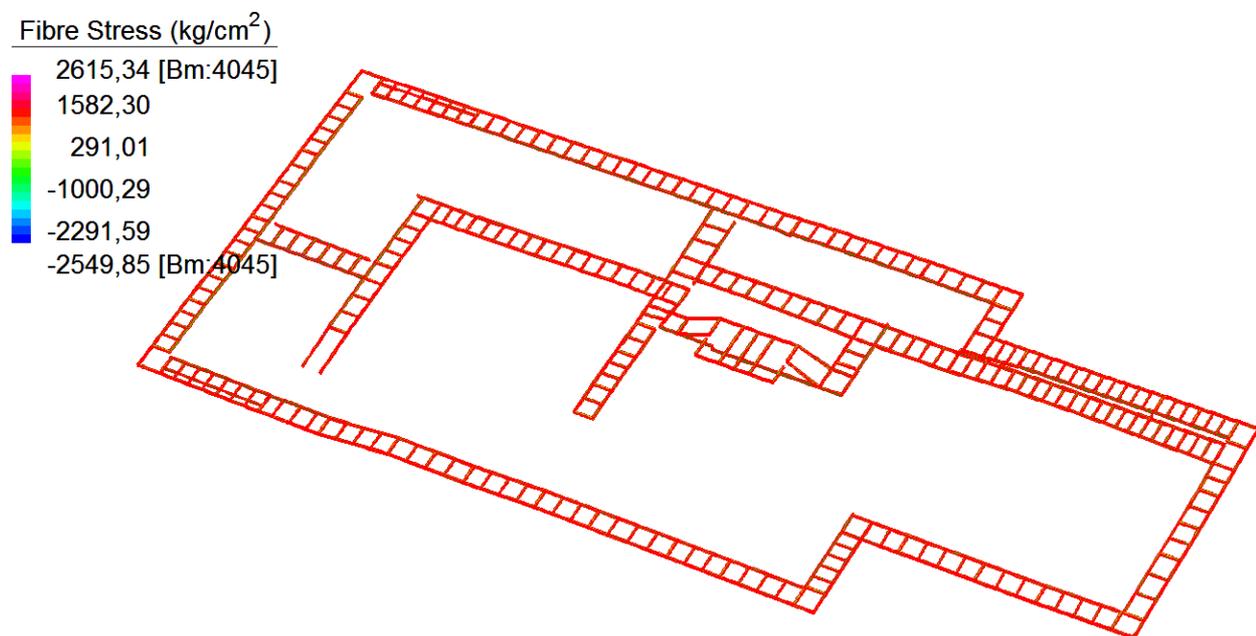


VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
Ms1=	222253 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	50 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	4445 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°=	2222,53 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°=	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	2222,53 daN	Trazione da Ms risultante sul bul
N=	8883 daN	Taglio diretta agente
n°=	4,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	2220,75 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	4443,28	Taglio sollecitante sul bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
φM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/φM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,472 <1	OK verificato

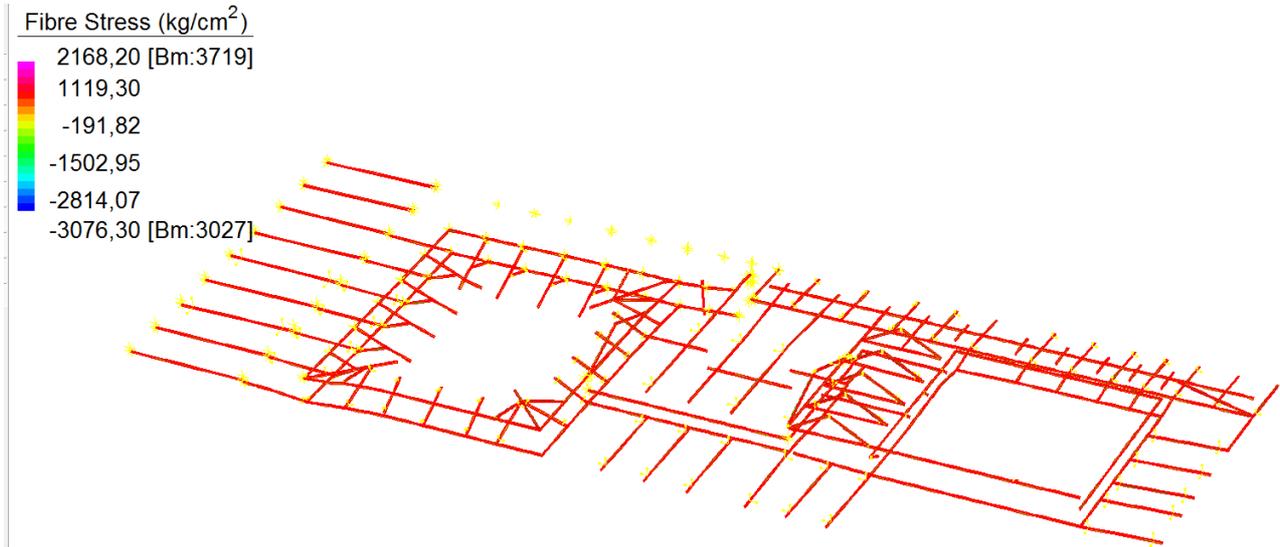
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	4443 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	4443,28 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	4,00 cm ²	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,40 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	3550 daN/cm ²	S355
e2=	4,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,56	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
φM2=	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/φM2=	15778 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,28 <1	OK verificato



Sollecitazione massima sui pilastri SLU (S355)

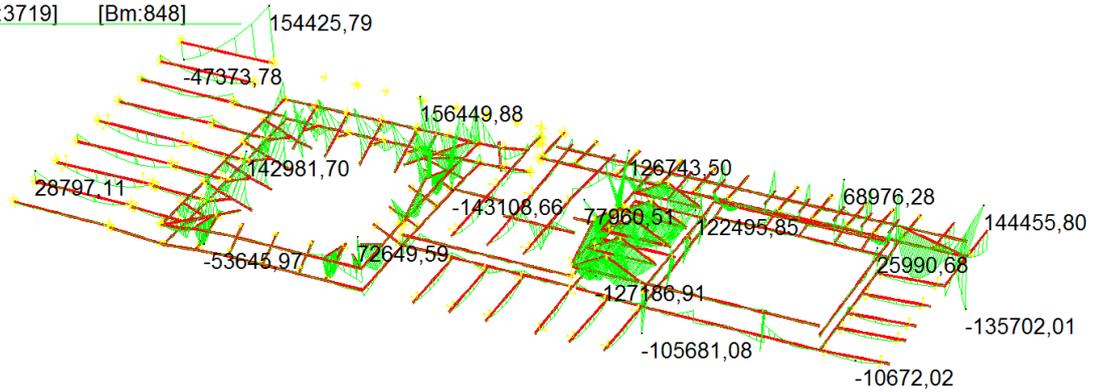


Sollecitazione massima sulle passerelle SLU (S355)



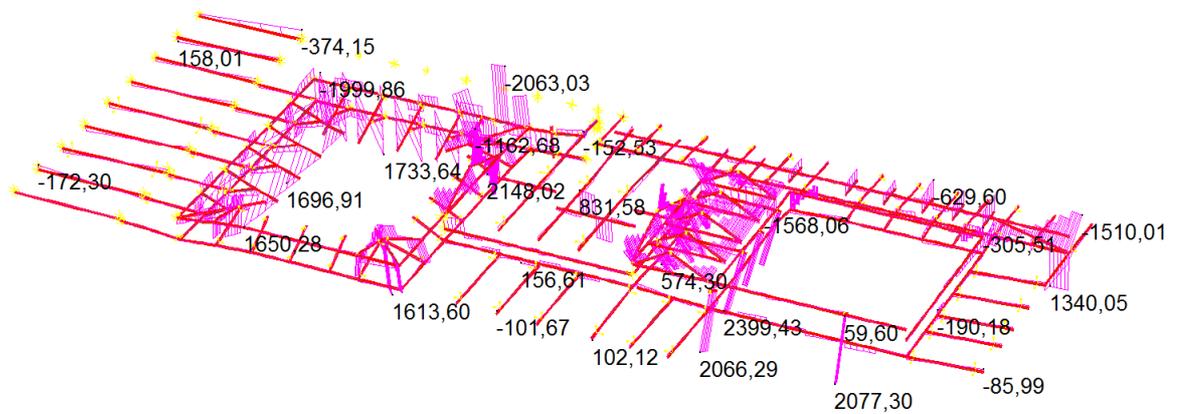
Sollecitazione massima su profili doppio L 60*120*10 SLU (S355)

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-143108,66	156449,88
	[Bm:3719]	[Bm:848]

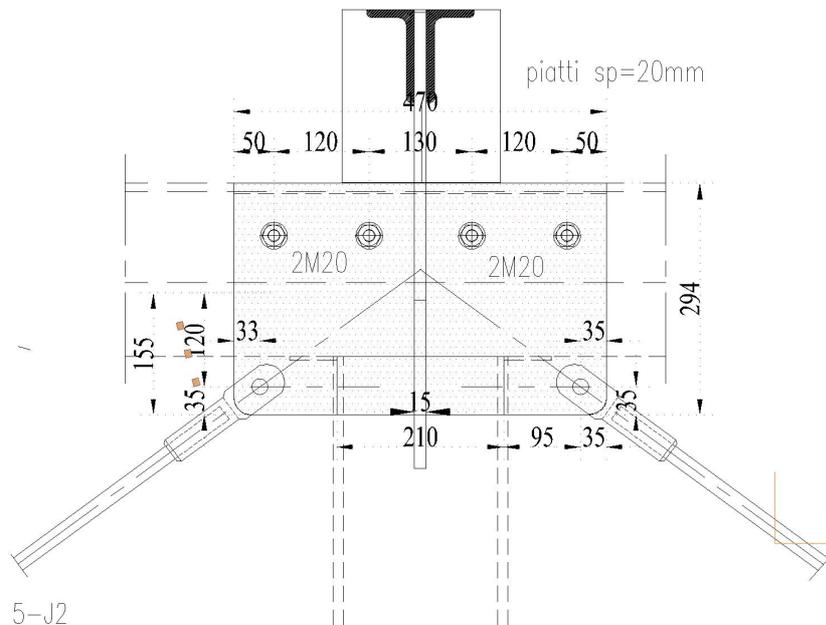


PROFILI A T Momenti SLU – svincoli momenti agli appoggi sui pilastri

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2063,03	2399,43
	[Bm:3683]	[Bm:1685]



PROFILI A T Tagli SLU



VERIFICA NODO DI UNIONE 2 L 60*120*10

VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 16 cl.8,8		
Ms1=	156449 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	12 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	13037 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°	6518,71 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	6518,71 daN	Trazione da Ms risultante sul bullone
N=	2400 daN	Taglio diretta agente numero bulloni
n°=	2,00	
Ft,Nd=N/n°	1200,00 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	7718,71	Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni per bulloni di classe 8.8
ftb=	8000 daN/cm ²	
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,820 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO		SP=10mm
Fx=	7718,71 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	7718,71 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	1,00 cm	spessore

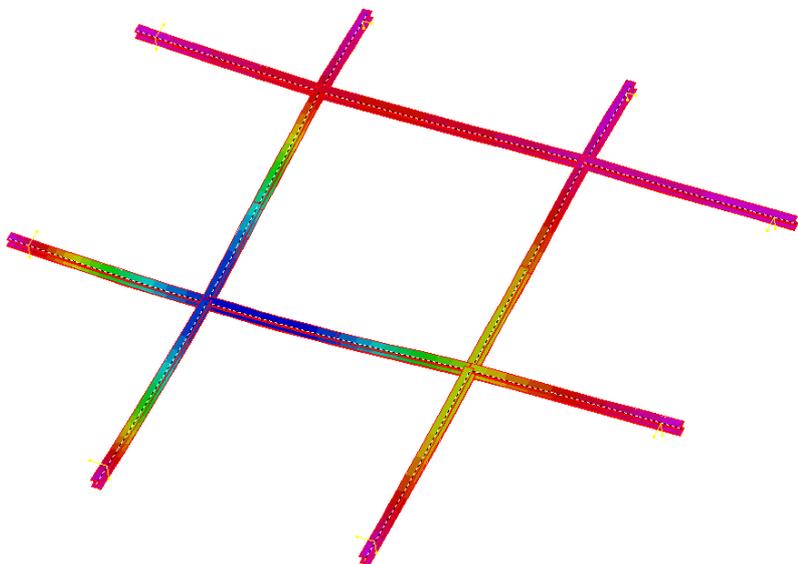
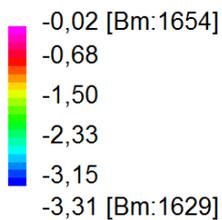
A=t*d	2,00	cmq	
e1=	3,00	cm	
d0=	2,00	cm	
ftb=	8000	daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5100	daN/cmq	S355
e2=	5,00	cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,50		
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50		
$\gamma M2=$	1,25		
Fb,Rd= $=k*a*ftk*d*t/\gamma M2=$	10200	daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,757	<1	OK verificato

VERIFICA TENSIONALE PIATTO	piatto 20*29mm		
Ms1=	156449	daNcm	Momento1 agente sul giunto
Wpl=	420,50	cmc	
fyk=	3550,00	daN/cmq	tensione caratt. di snervam
$\gamma M2=$	1,25		
Mr=Wpl*fyk/ $\gamma M2=$	1194220	daNcm	Momento resistente piastra
Ms1/Mr=	0,131	<1	OK VERIFICATO

GRATICCIO CHIOSTRO 2

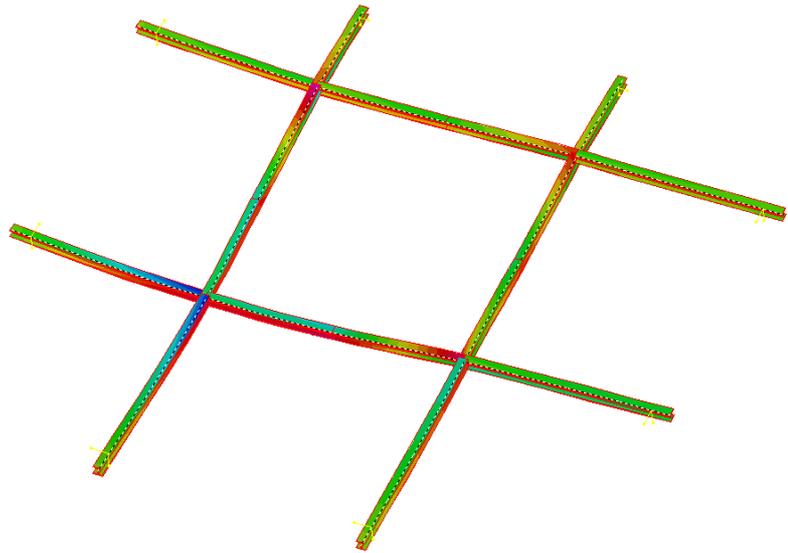
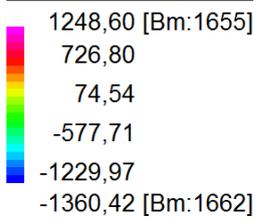
HEB 180 S355

Beam Disp:DZ (cm)



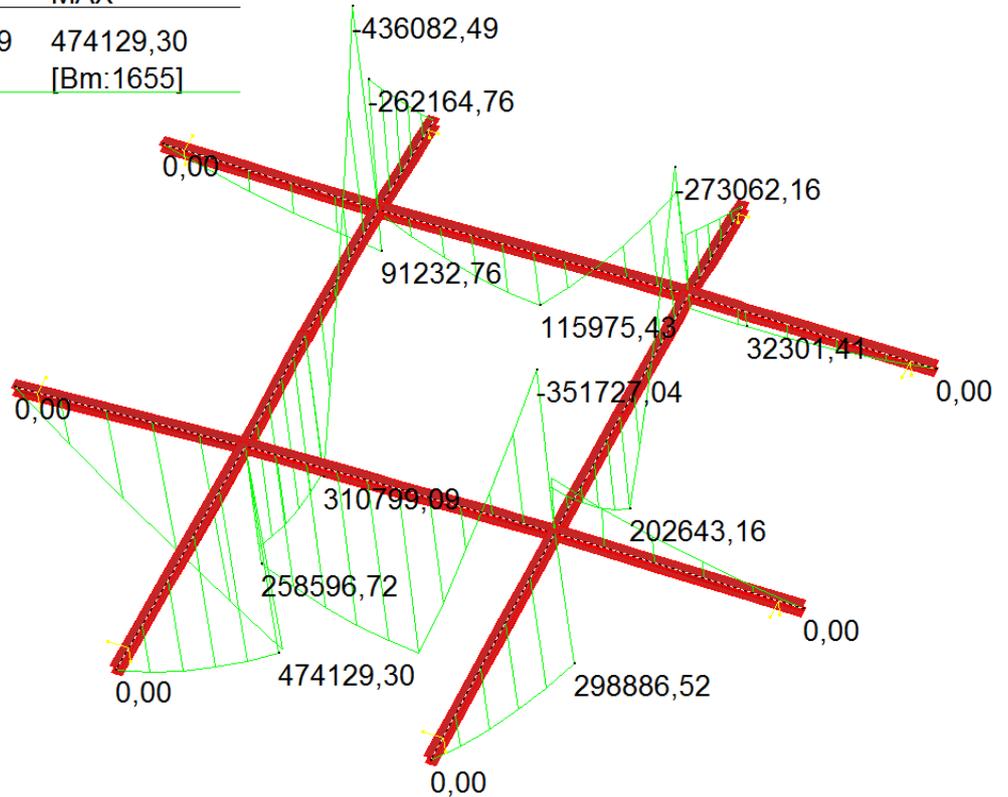
Spostamenti verticali SLE

Fibre Stress (kg/cm²)

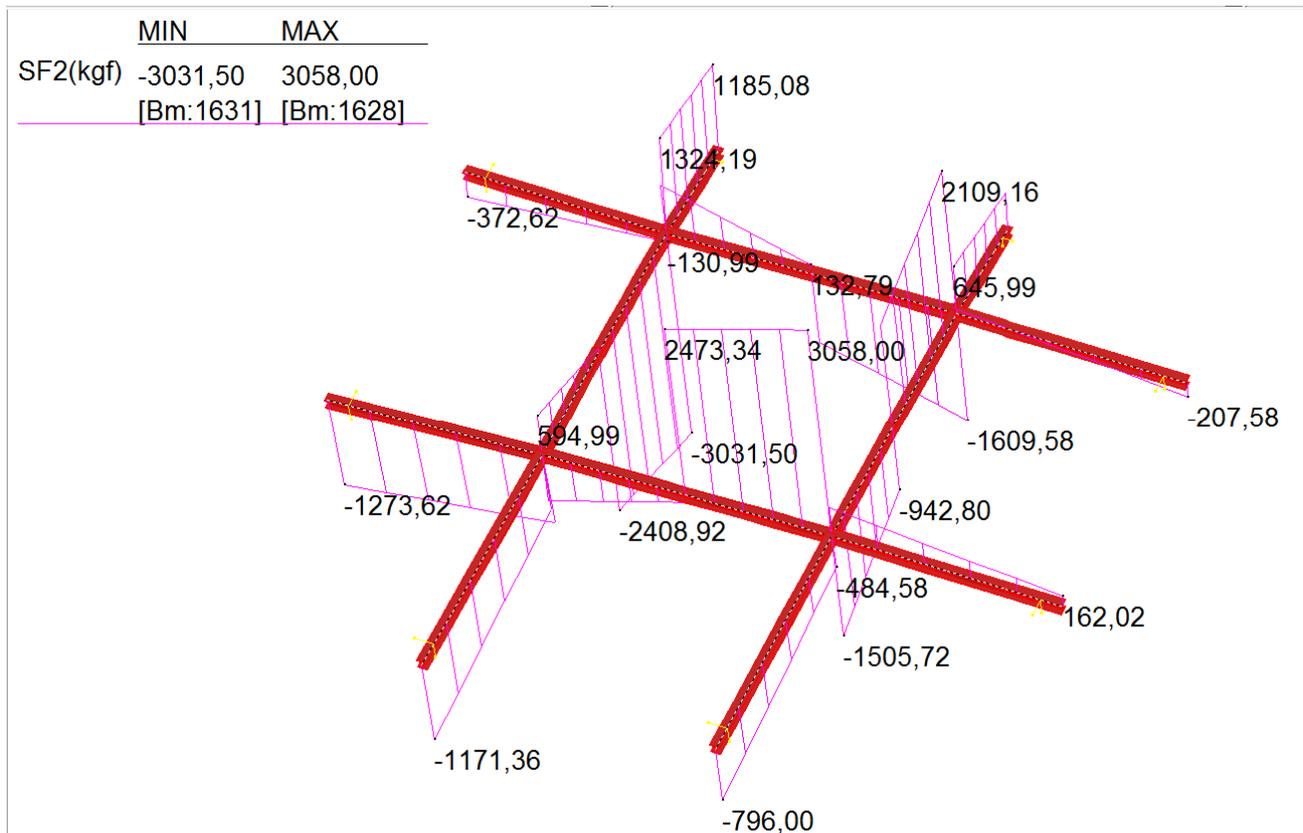


Stress SLU S355

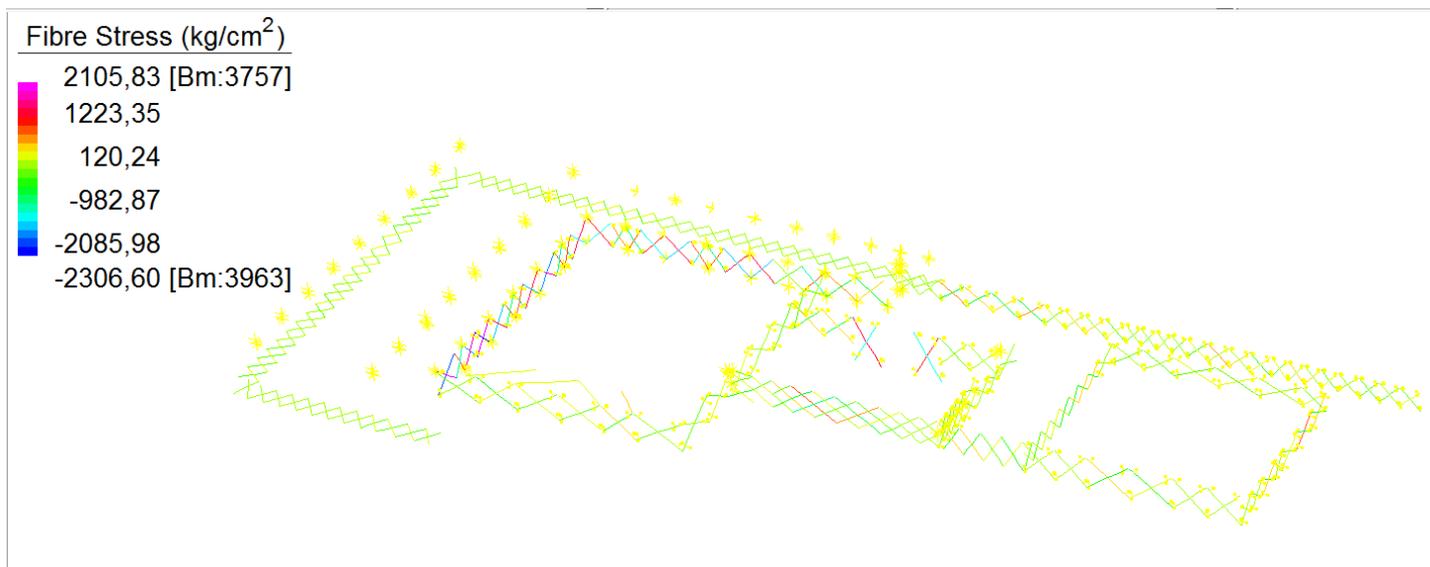
	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-436082,49	474129,30
	[Bm:1631]	[Bm:1655]



Momenti SLU

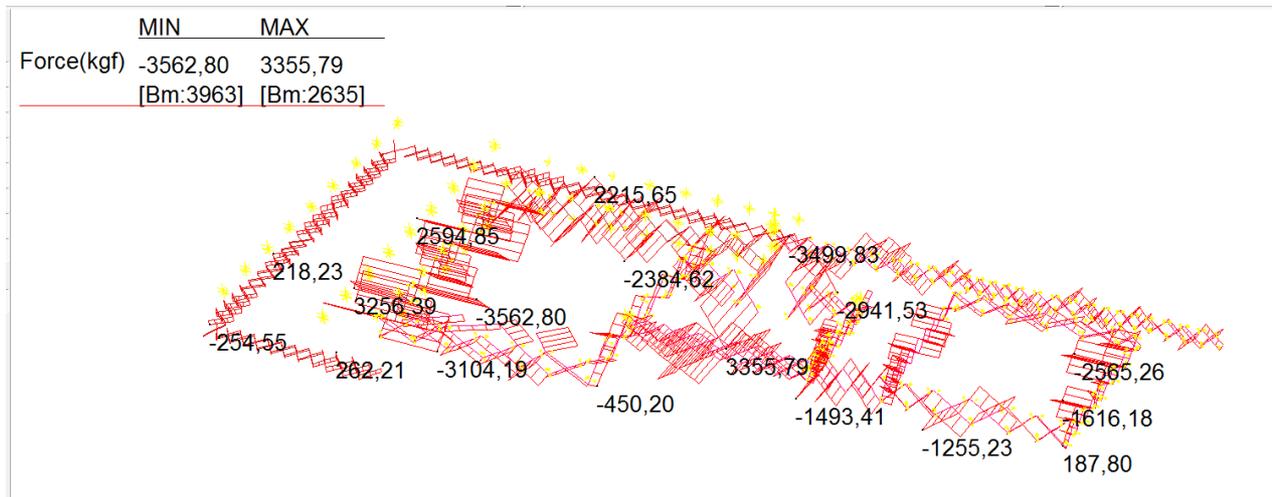


Tagli SLU

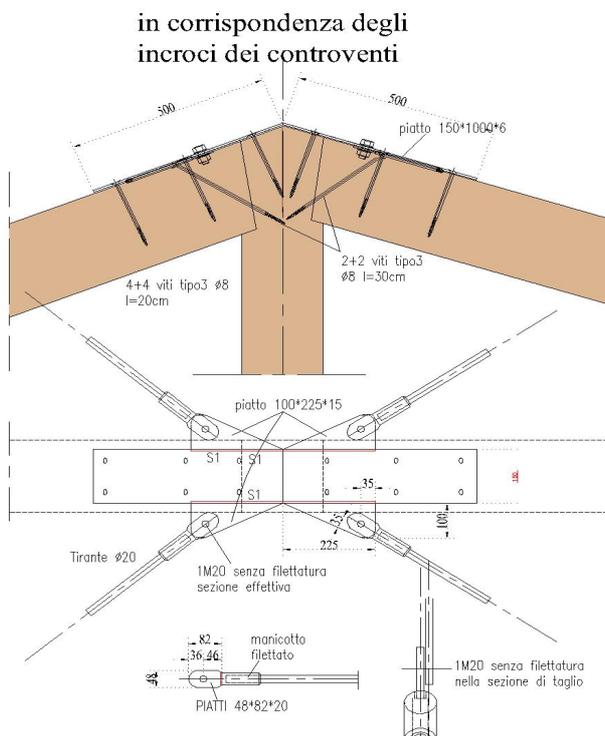


Diagonali delle reticolari di copertura M20 in S355

Nel modello i tiranti M22 sono stati mantenuti sia a trazione che compressione riducendo la loro area modellata della metà considerando anche la sezione resistente quindi la tensione deve essere assunta pari a quella modellata 2306 daN/cm² (S355)



Diagonali delle reticolari di copertura M20 trazioni massime



NODO TIRANTI TRAVI RETICOLARI COPERTURA

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8

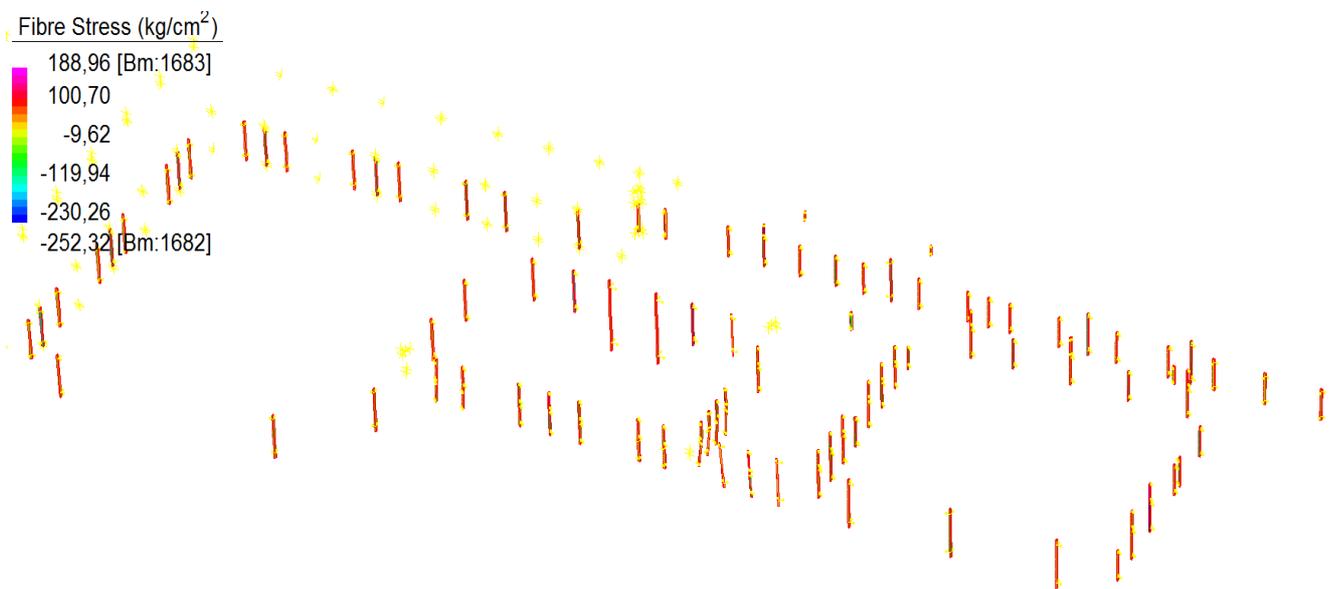
FV=	7124 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	1	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	7124,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γ_{M2} =	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ γ_{M2} =	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,76 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=12mm

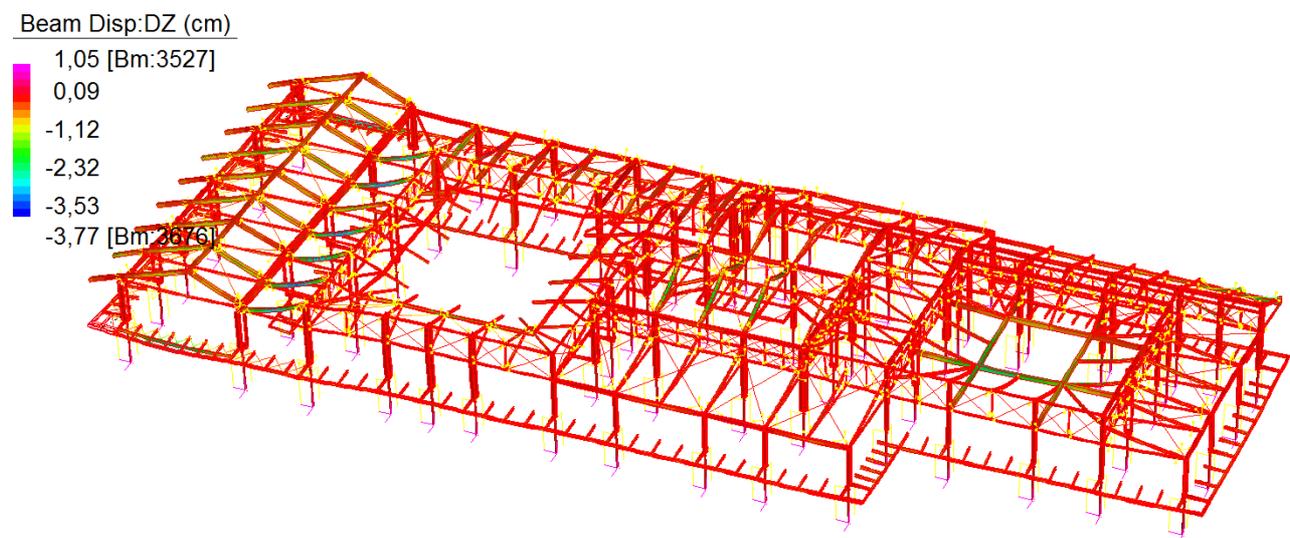
CONTROVENTO

Fx=	7124,00 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero PIATTI
Ft=Fx/n°	7124,00 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro

t=	1,20 cm	spessore
A=t*d	2,40 cmq	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,00 cm	
ftb=	8000 daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5900 daN/cmq	C60
e2=	3,30 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,67	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
γ_{M2} =	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ γ_{M2} =	13760 daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,52 <1	OK verificato



Montanti delle reticolari di copertura 100*600*6 S355



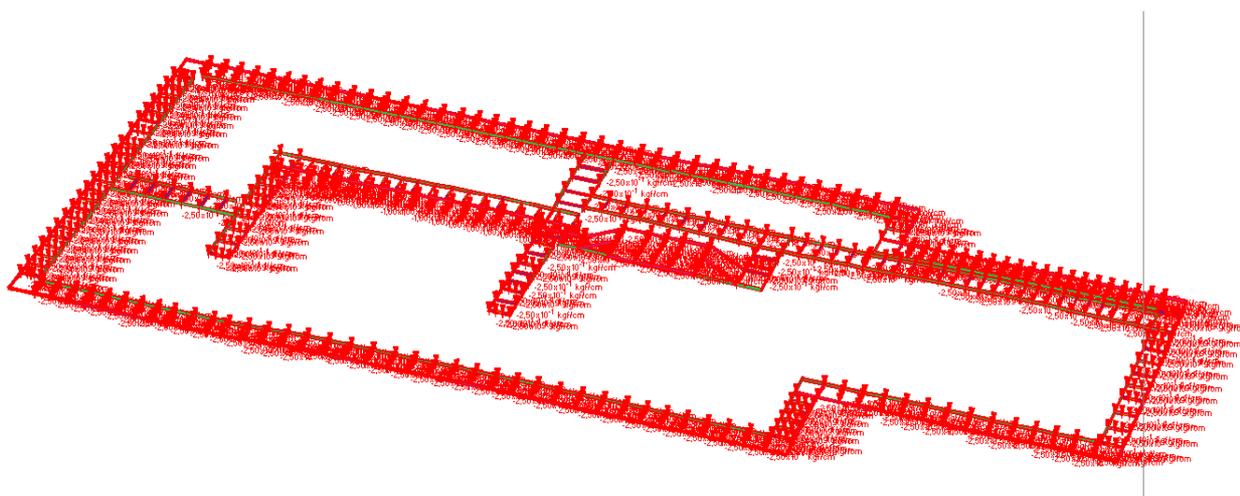
SLE spostamenti verticali

Ok spostamenti compatibili con la struttura

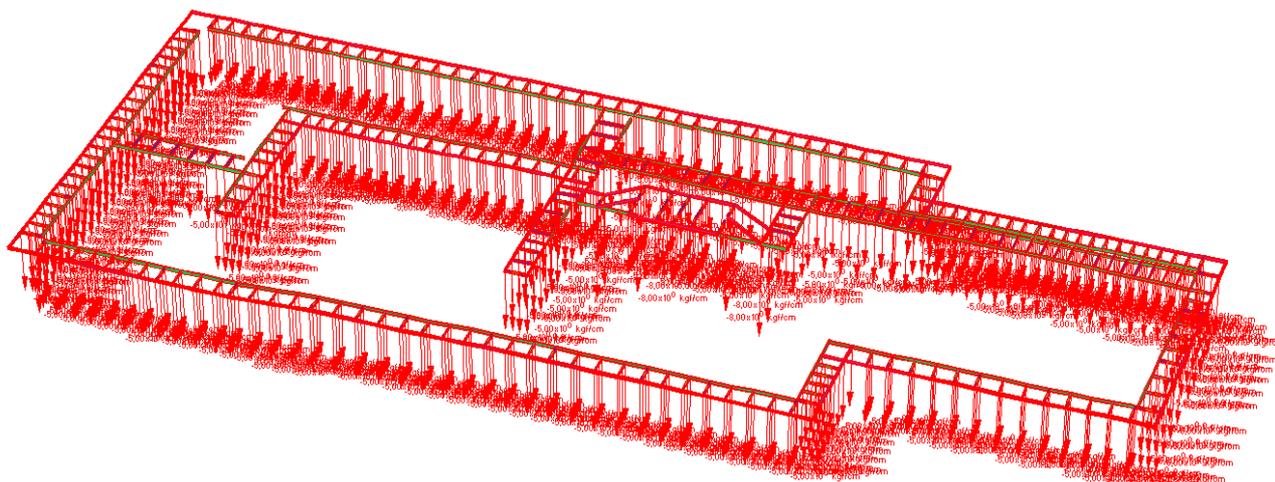
5-PASSERELLE METALLICHE E PARAPETTO

Nelle pagine seguenti si riportano le verifiche delle passerelle metalliche elementi principali secondari, nodi e parapetti.

I piani di calpestio sono di tre tipi, in legno, in vetro e grigliato metallico e devono essere adeguati per un carico di folla distribuita di 500daN/mq

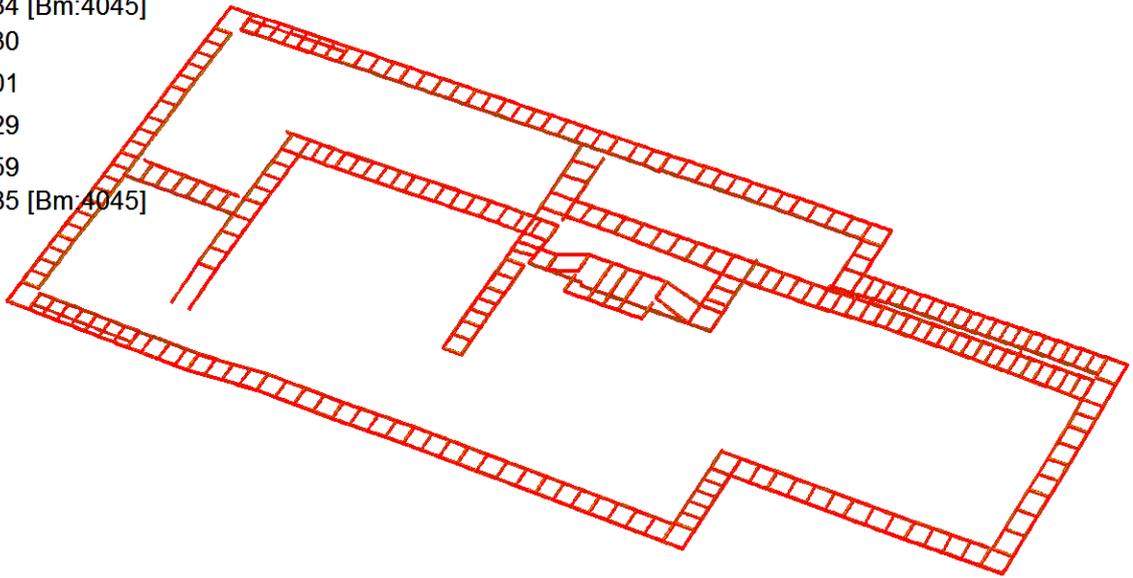
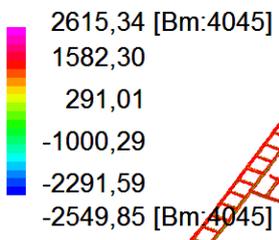


Carico permanente portato (dipende al tipo del piano di calpestio)



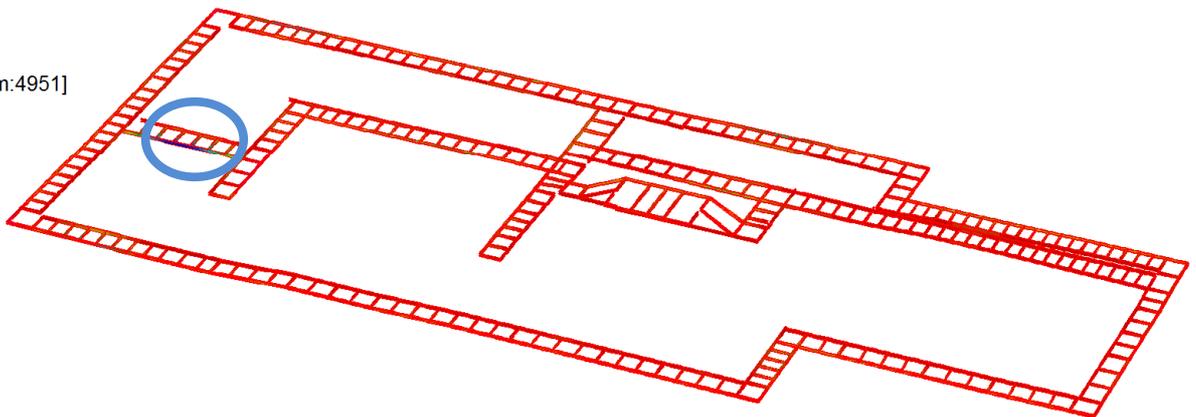
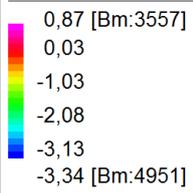
Carico permanente accidentale 500daN/mq

Fibre Stress (kg/cm²)

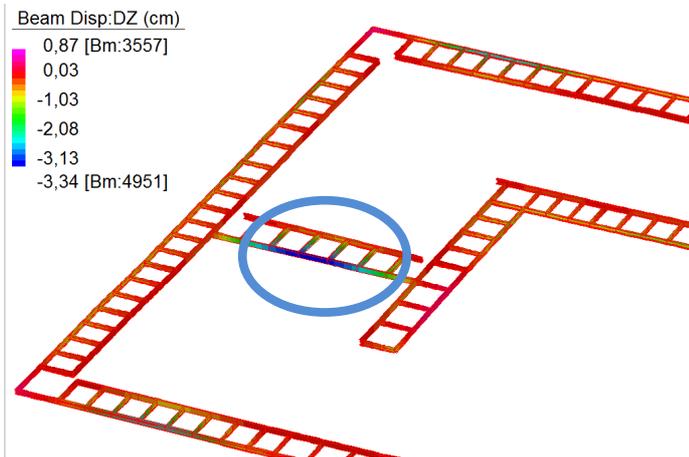


Stress SLU (acciaio previsto S355)

Beam Disp:DZ (cm)

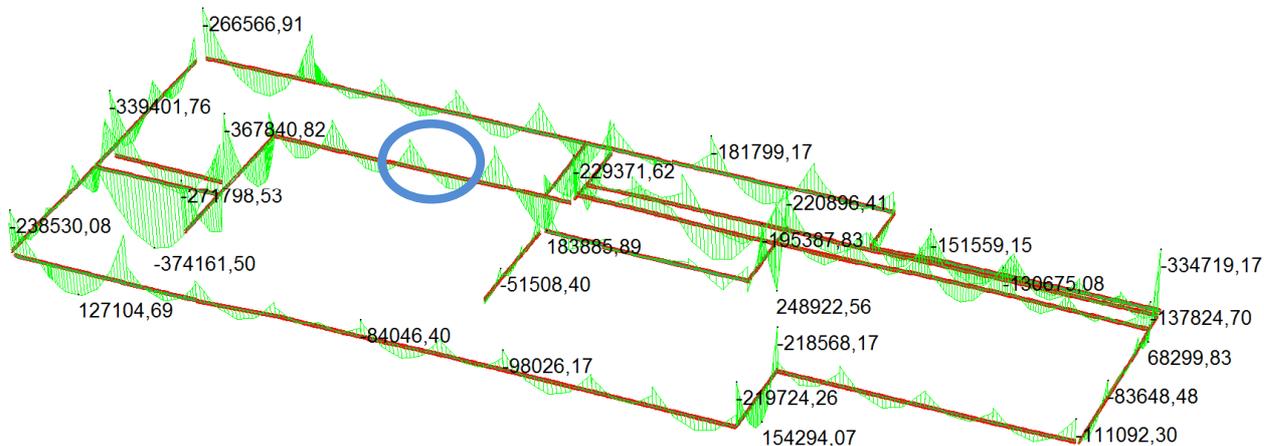


Spostamenti verticali SLE



Spostamenti verticali SLE

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-374161,50	253785,18
	[Bm:4952]	[Bm:4939]

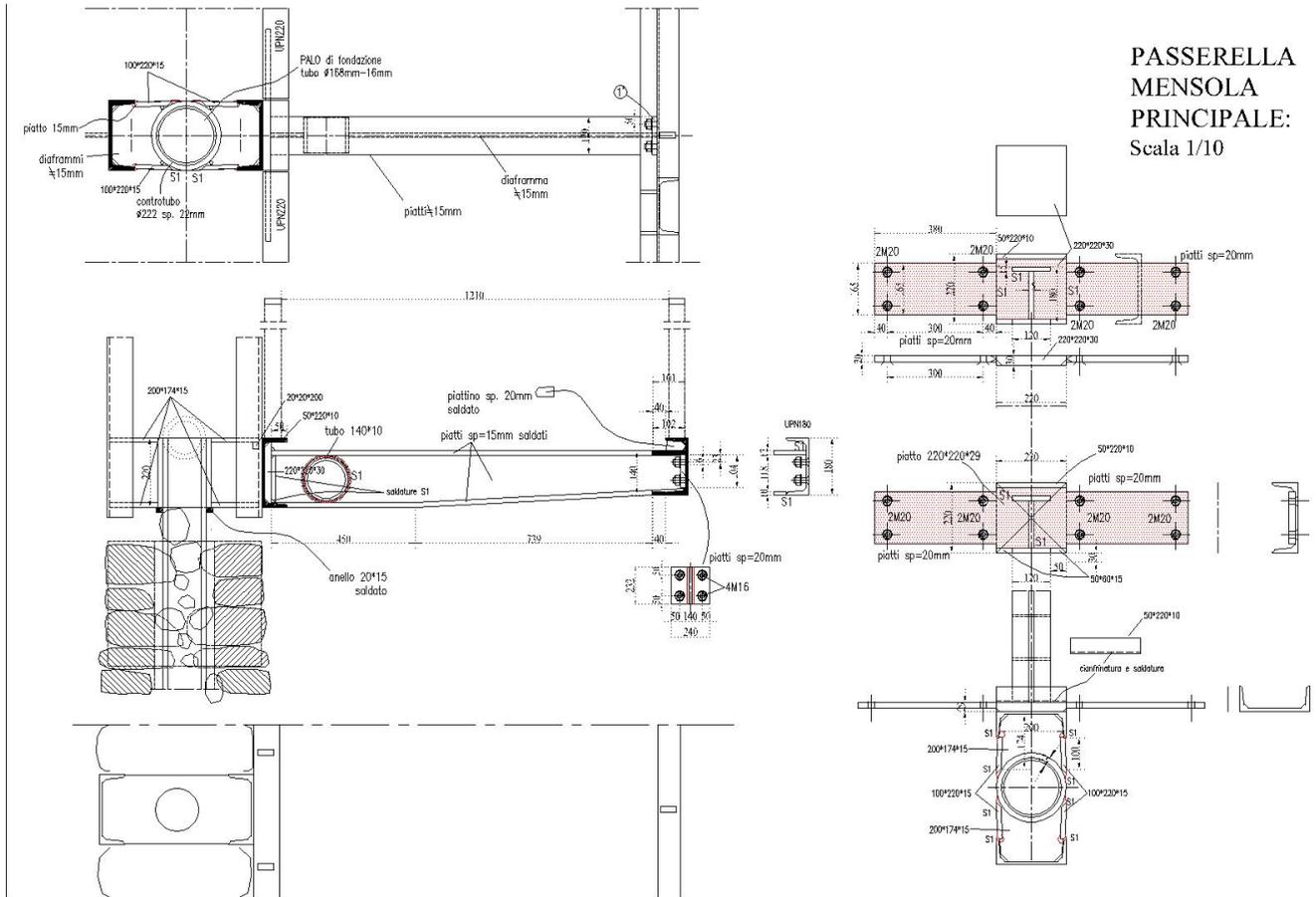


Momenti sollecitanti SLU su UPN220

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-3926,92	2672,24
	[Bm:3165]	[Bm:4536]



Tagli sollecitanti SLU su UPN220



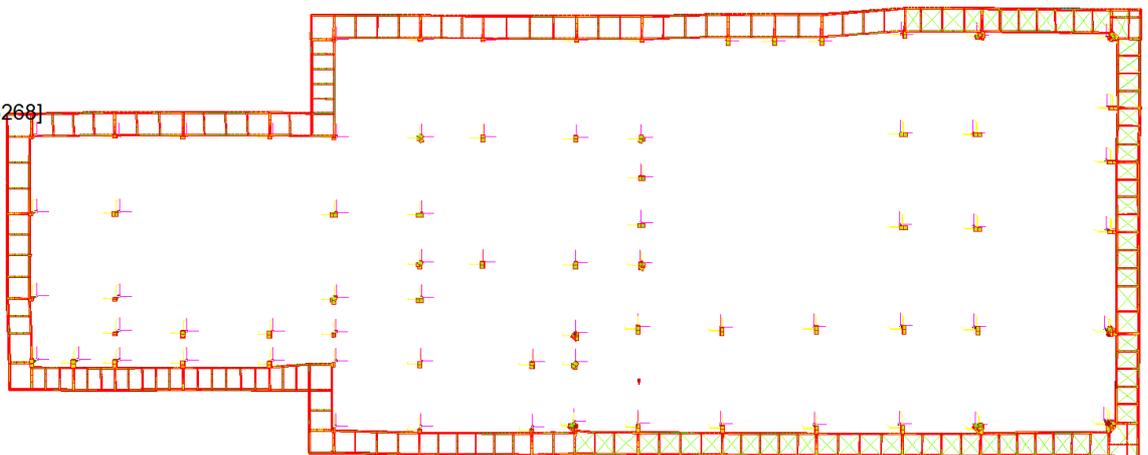
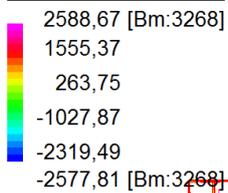
PASSERELLA
MENSOLA
PRINCIPALE:
Scala 1/10

VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
Ms1=	374161 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	30 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	12472 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°=	6236,02 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°=	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	6236,02 daN	Trazione da Ms risultante sul bullone
N=	1842 daN	Taglio diretta agente
n°=	2,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	921,00 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	7157,02	Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,761 <1	OK verificato

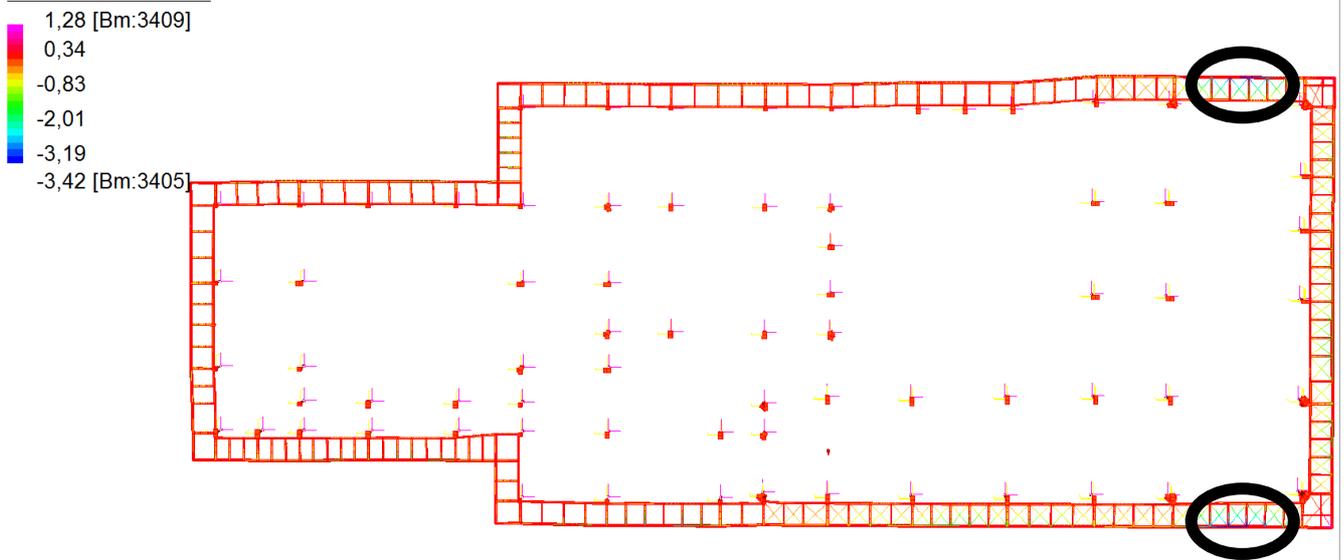
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO		SP=9mm	UPN220
$F_x=$	7157,02 daN	Azione di taglio	
$n^\circ=$	1,00	numero bulloni	
$F_t=F_x/n^\circ$	7157,02 daN	Taglio sul bullone	
$d=$	2,00 cm	diametro	
$t=$	0,90 cm	spessore	
$A=t*d$	1,80 cmq		
$e_1=$	3,00 cm		
$d_0=$	2,00 cm		
$f_{tb}=$	8000 daN/cm ²	cl. 8,8	
$f_{tk}=$	5100 daN/cm ²	S355	
$e_2=$	5,00 cm		
$a=\min(e_1/(3d_0);(f_{tb}/f_{tk};1)$	0,50		
$k=\min(2,8e_2/d_0)-1,7;2,5)$	2,50		
$\gamma_{M2}=$	1,25		
$F_b,R_d= k*a*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}=$	9180 daN/cm ²		
$F_t/F_b,R_d=$	0,780 <1	OK verificato	

MODELLO PROPOSTA 2 DELLE PASSERELLE

Fibre Stress (kg/cm²)



Stress SLU S355 Ok tensioni compatibili



Spostamenti verticali SLE

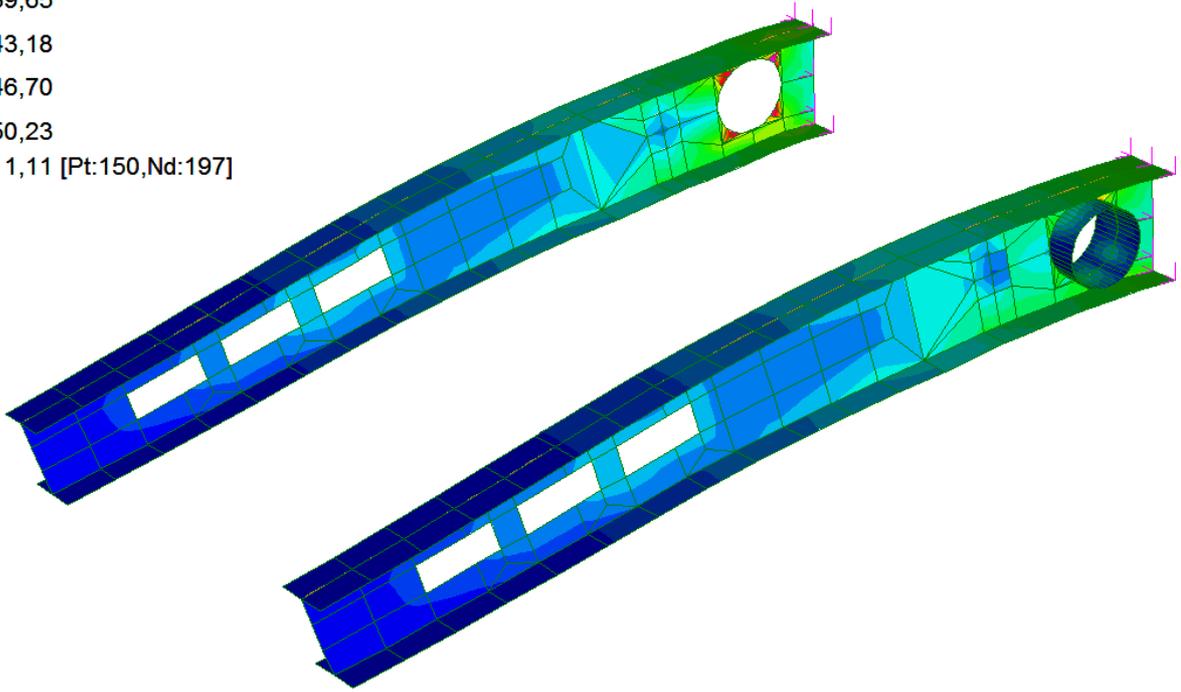
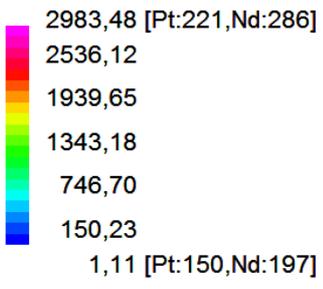
Ok spostamenti compatibili

MODELLO PLATE MENSOLA CON FORATURE



Carichi applicati 100 daN/mq permanenti portati 500 daN/mq accidentali

Plate Stress:VM Mid plane (kg/cm²)



Stress SLU

Plate Stress:VM Mid plane (kg/cm²)

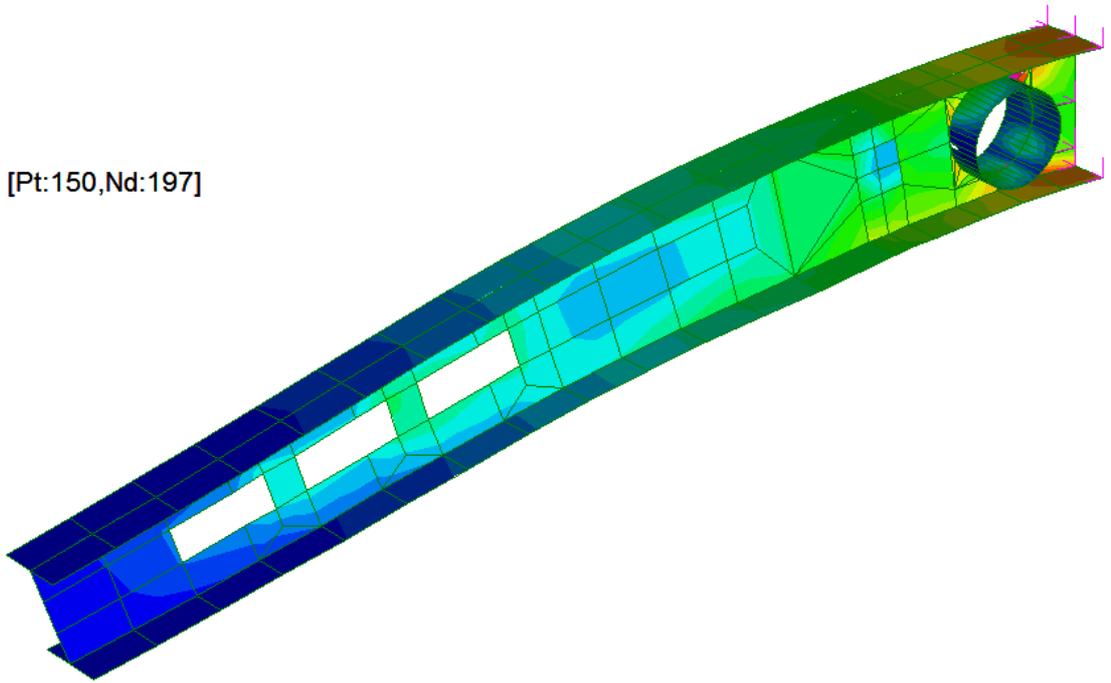
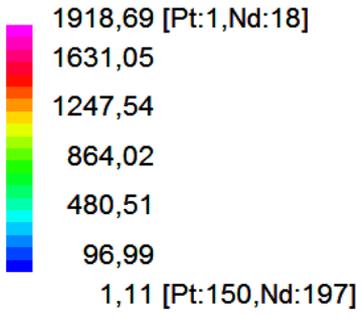
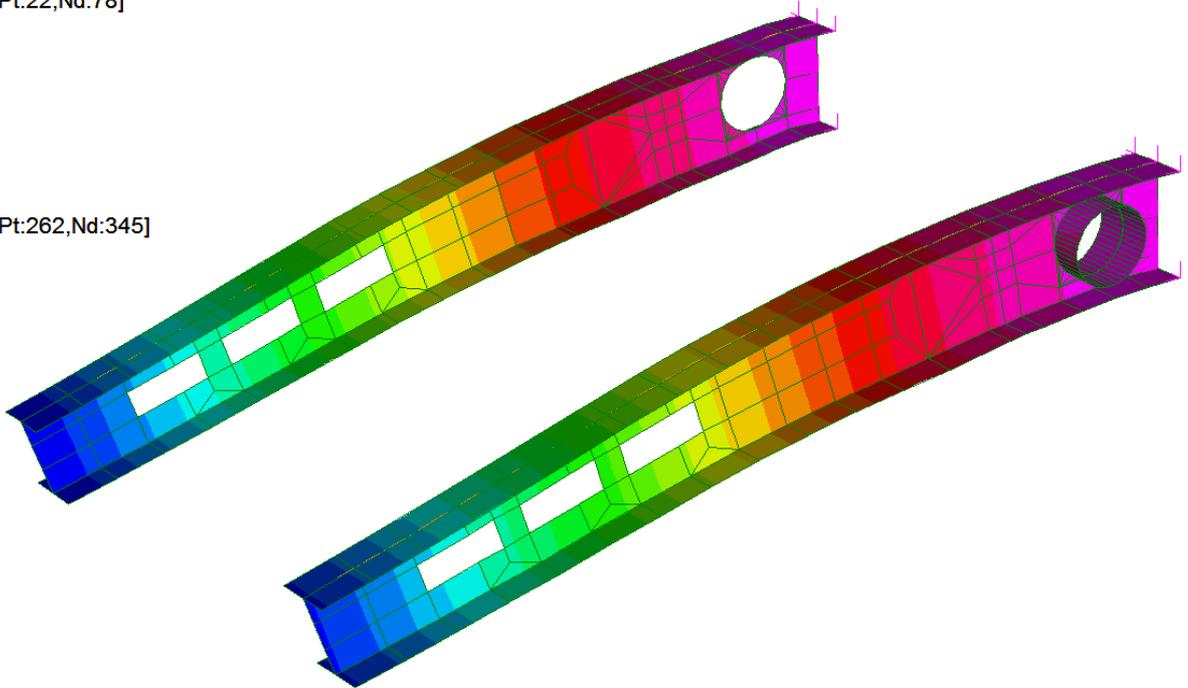
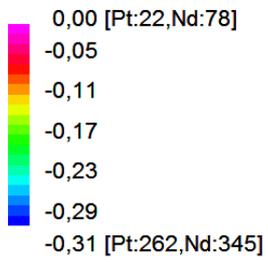
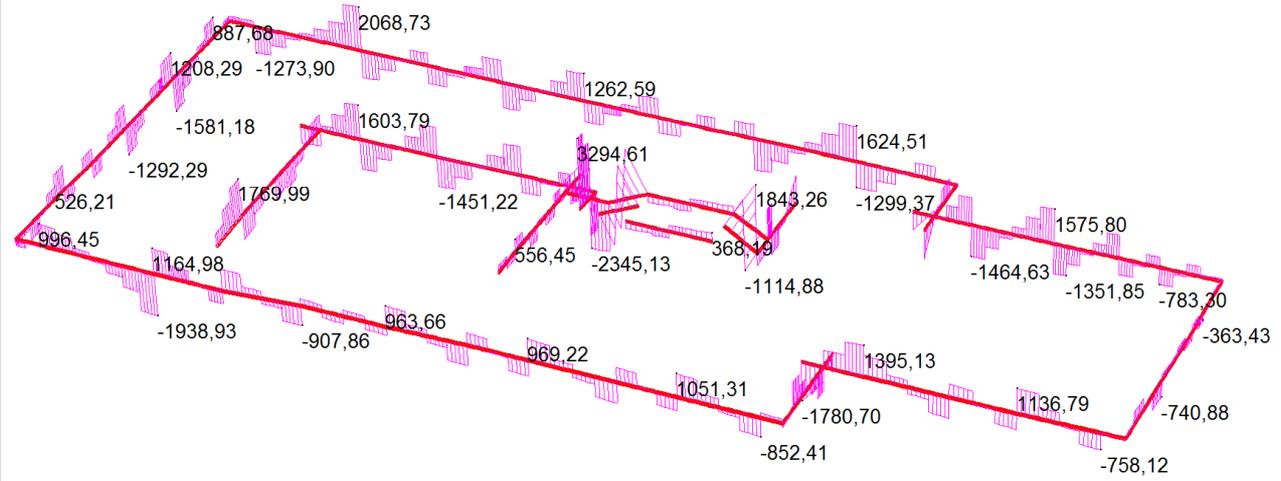


Plate Disp:DY (cm)



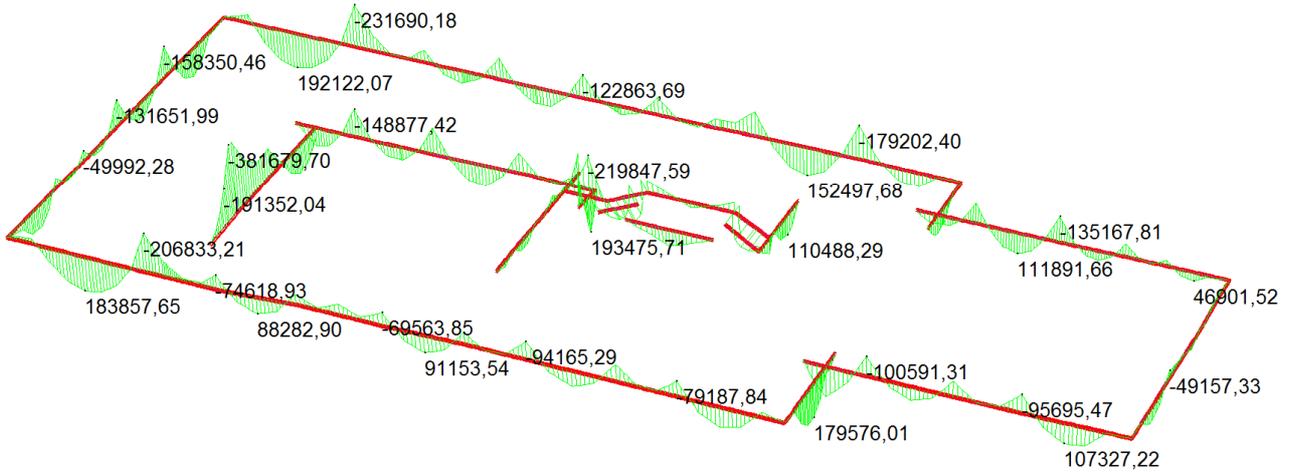
Spostamenti verticali SLE

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2345,13	3294,61
	[Bm:4873]	[Bm:4935]

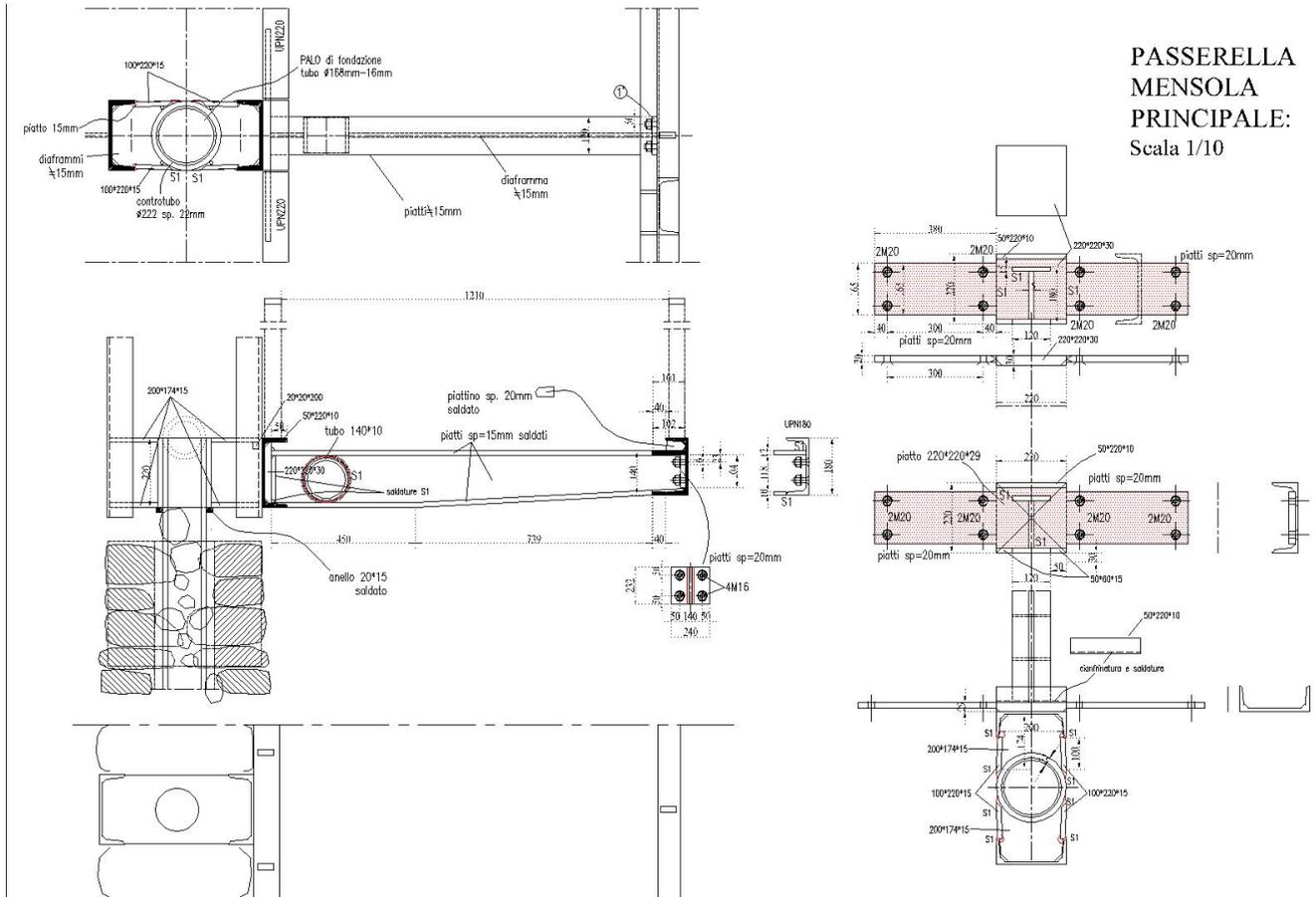


Tagli sollecitanti SLU su UPN180

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-381679,70	193475,71
	[Bm:4037]	[Bm:4864]



Momenti sollecitanti SLU su UPN180



PASSERELLA
MENSOLA
PRINCIPALE:
Scala 1/10

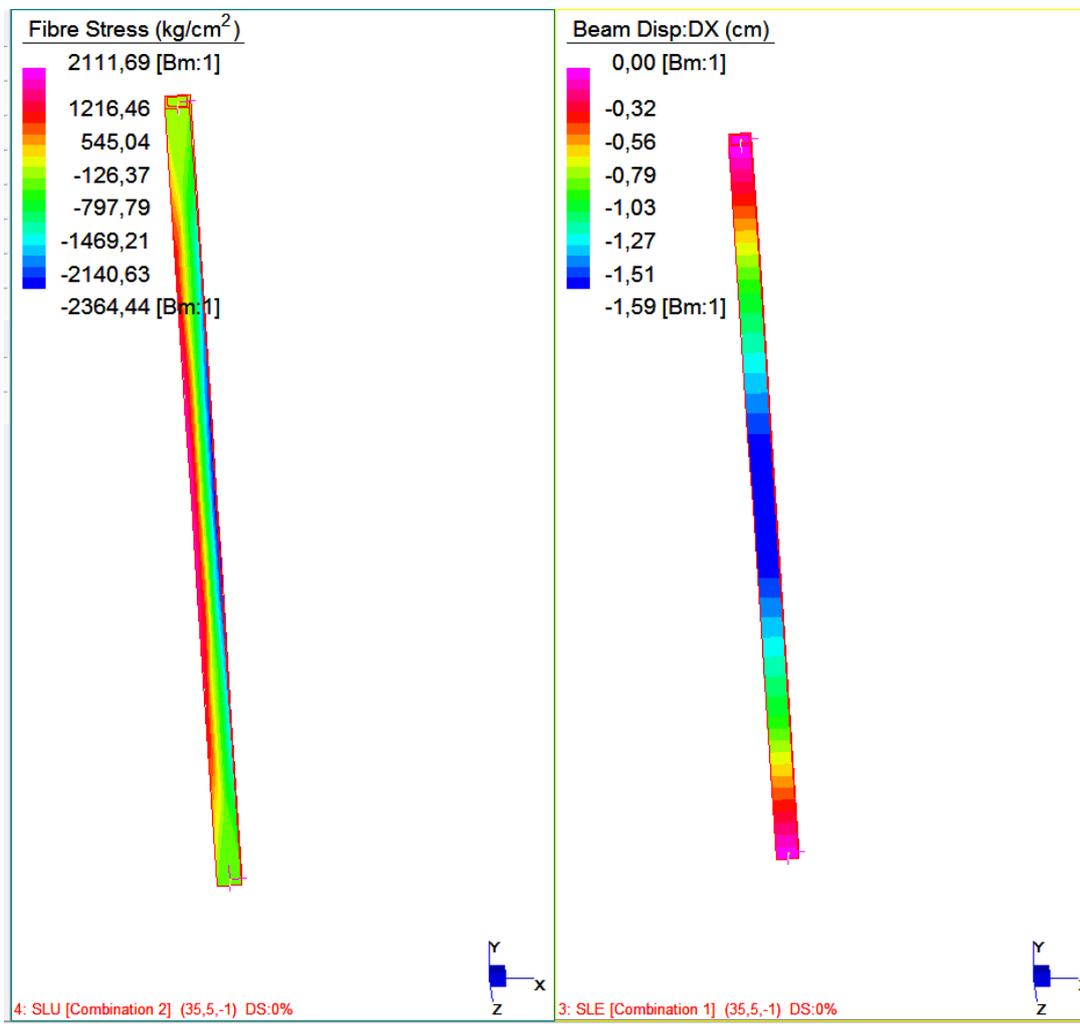
VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 20 cl.8,8

Ms1=	381679 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	30 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	12723 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°	6361,32 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	6361,32 daN	Trazione da Ms risultante sul bullone
N=	1769 daN	Taglio diretta agente
n°	2,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	884,50 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	7245,82	Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,770 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO		SP=8mm	UPN180
Fx=	7245,82 daN	Azione di taglio	
n°=	1,00	numero bulloni	
Ft=Fx/n°	7245,82 daN	Taglio sul bullone	
d=	2,00 cm	diametro	
t=	0,80 cm	spessore	
A=t*d	1,60 cmq		
e1=	3,00 cm		
d0=	2,00 cm		
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8	
ftk=	5100 daN/cm ²	S355	
e2=	5,00 cm		
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,50		
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50		
γM2=	1,25		
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/γM2=	8160 daN/cm ²		
Ft/Fb,Rd=	0,888 <1	OK verificato	

FRANGISOLE

Si applica sul tubolare 60*60*6 ad interasse di 1.4m alto 2.5m una azione orizzontale verticale di 350daN/ml che rappresenta l'azione sismica delle strutture di rivestimento previste.



Sterss SLU

deformazioni SLE

Straus7

LINEAR BUCKLING SOLVER

ITERATION 3

Current Buckling Load Factors

1.49482E+01 2.02609E+01 7.45437E+01 1.00948E+02 -3.99421E+05

Relative Difference

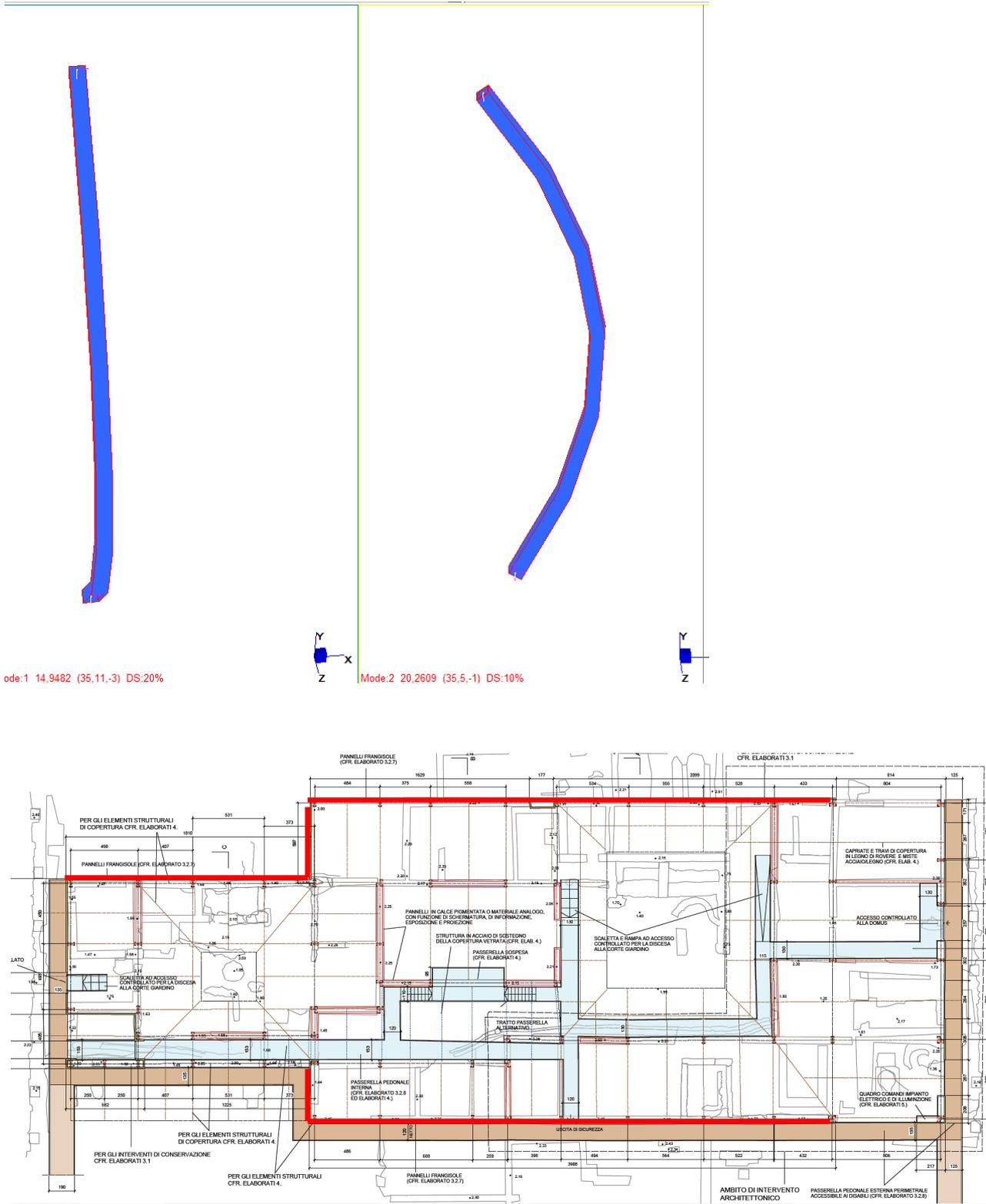
4.75337E-16 1.75348E-16 1.90638E-16 2.81549E-16 1.45730E-16

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

1 1.49482036E+01

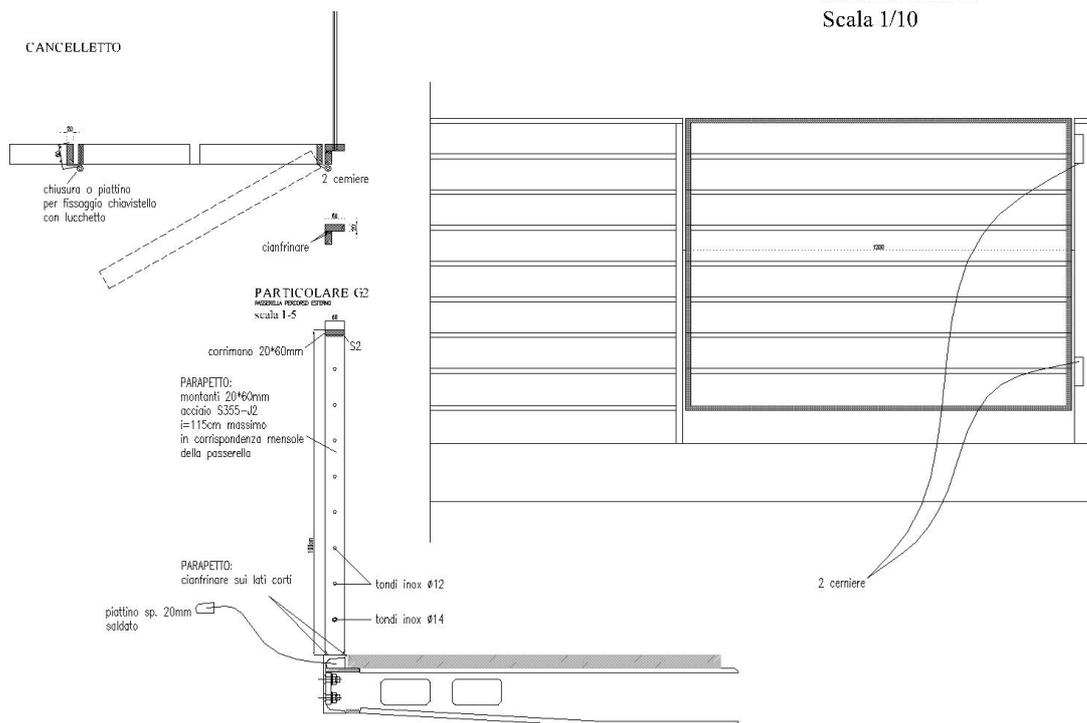
- 2 2.02609338E+01
- 3 7.45437389E+01
- 4 1.00947683E+02
- 5 -3.99421362E+05



Si sono riportate in rosso le posizioni dei frangisole

VERIFICA PARAPETTI

PARAPETTI:
PARTICOLARI
Scala 1/10



Verifica PARAPETTO	G2	
F=	300	daN/m
g=	1,5	
h=	100	cm
i=	1,30	m
	20*60	S355
Ms=F*i*h*g	58500	daNcm
Wpl=	18,0	cm ³
fyk=	3550	
γM2=	1,05	
Mrd=Wpl*fy/γM2=	60857,1	daNcm
Ms/Mrd	0,9613	<1 OK verificato

PIANI DI CALPESTIO

GRIGLIATO barra portante 35*3/21mm

CLASSE 1 - FOLLA COMPATTA (PORTATA PEDONALE) 

Carico dinamico 630 daN/m²

materiale = acciaio S235JR $\sigma_{amm} = 16 \text{ daN/mm}^2$

luce netta massima tra gli appoggi (mm)

interasse barre portanti (mm)

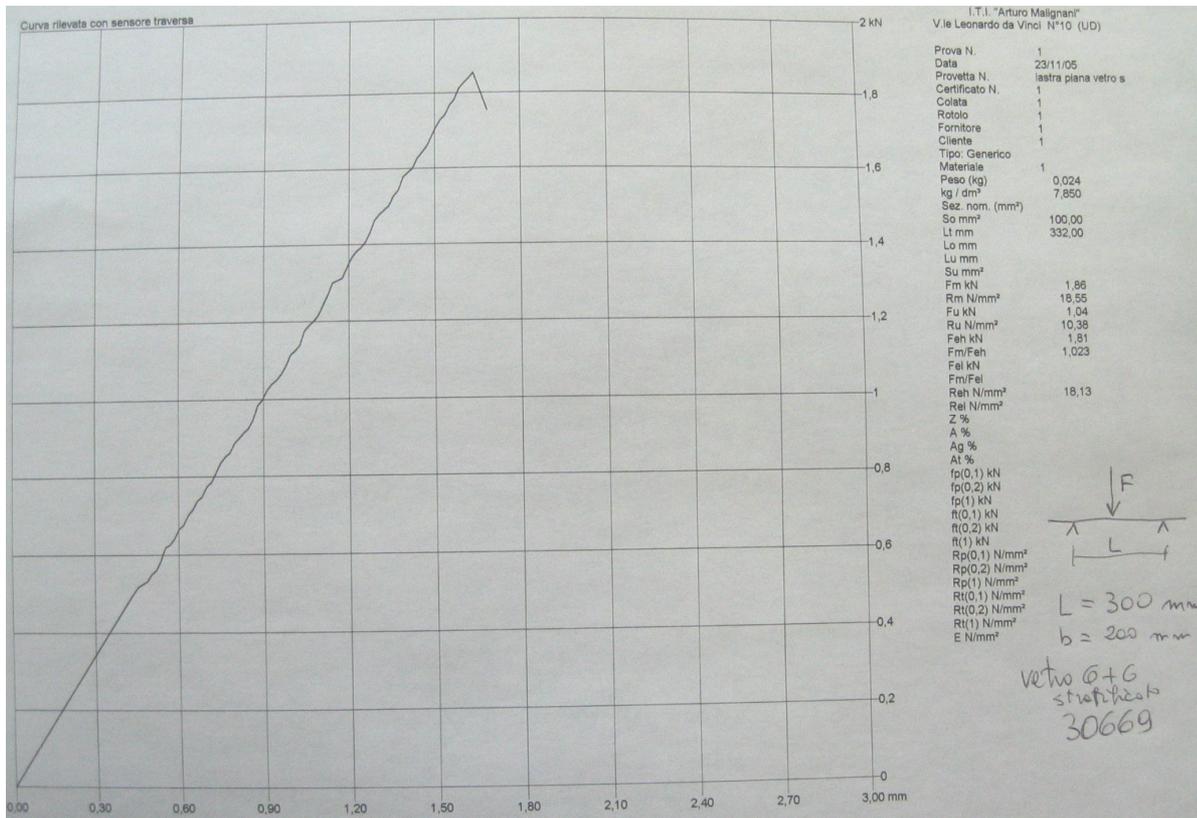
Barra Portante h x s	11		15		21		22		25		30		33		34		44		ε
	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f		
20 x 2	1116	5,00	1032	5,00	933	4,66	918	4,58	880	4,39	828	4,14	802	4,01	794	3,97	729	3,65	637
25 x 2	1319	5,00	1220	5,00	1122	5,00	1109	5,00	1074	5,00	1026	5,00	1002	5,00	993	4,96	911	4,56	796
30 x 2	1512	5,00	1399	5,00	1286	5,00	1272	5,00	1232	5,00	1177	5,00	1149	5,00	1140	5,00	1069	5,00	955
35 x 2	1698	5,00	1571	5,00	1444	5,00	1427	5,00	1383	5,00	1321	5,00	1290	5,00	1280	5,00	1200	5,00	1084
40 x 2	1876	5,00	1736	5,00	1596	5,00	1578	5,00	1528	5,00	1460	5,00	1426	5,00	1415	5,00	1327	5,00	1199
45 x 2	2050	5,00	1897	5,00	1744	5,00	1724	5,00	1669	5,00	1595	5,00	1557	5,00	1546	5,00	1449	5,00	1310
50 x 2	2218	5,00	2053	5,00	1887	5,00	1865	5,00	1807	5,00	1726	5,00	1686	5,00	1673	5,00	1569	5,00	1417
25 x 3	1460	5,00	1351	5,00	1242	5,00	1227	5,00	1189	5,00	1136	5,00	1109	5,00	1101	5,00	1032	5,00	911
30 x 3	1674	5,00	1549	5,00	1424	5,00	1407	5,00	1363	5,00	1302	5,00	1272	5,00	1262	5,00	1183	5,00	1069
35 x 3	1879	5,00	1739	5,00	1598	5,00	1580	5,00	1530	5,00	1462	5,00	1427	5,00	1417	5,00	1328	5,00	1200
40 x 3	2077	5,00	1922	5,00	1767	5,00	1746	5,00	1691	5,00	1616	5,00	1578	5,00	1566	5,00	1468	5,00	1327
45 x 3	2269	5,00	2099	5,00	1930	5,00	1908	5,00	1848	5,00	1765	5,00	1724	5,00	1711	5,00	1604	5,00	1449
50 x 3	2455	5,00	2272	5,00	2089	5,00	2064	5,00	2000	5,00	1910	5,00	1865	5,00	1852	5,00	1736	5,00	1569
60 x 3	2815	5,00	2605	5,00	2395	5,00	2367	5,00	2293	5,00	2190	5,00	2139	5,00	2123	5,00	1990	5,00	1798
70 x 3	3160	5,00	2924	5,00	2688	5,00	2657	5,00	2574	5,00	2459	5,00	2401	5,00	2383	5,00	2234	5,00	2019
80 x 3	3493	5,00	3232	5,00	2972	5,00	2937	5,00	2845	5,00	2718	5,00	2654	5,00	2634	5,00	2470	5,00	2232
90 x 3	3816	5,00	3531	5,00	3246	5,00	3208	5,00	3108	5,00	2969	5,00	2899	5,00	2878	5,00	2698	5,00	2438
100 x 3	4129	5,00	3821	5,00	3513	5,00	3472	5,00	3363	5,00	3213	5,00	3138	5,00	3114	5,00	2920	5,00	2638
30 x 4	1798	5,00	1664	5,00	1530	5,00	1512	5,00	1465	5,00	1399	5,00	1366	5,00	1356	5,00	1272	5,00	1149
40 x 4	2232	5,00	2065	5,00	1898	5,00	1876	5,00	1817	5,00	1736	5,00	1696	5,00	1683	5,00	1578	5,00	1426
45 x 4	2438	5,00	2256	5,00	2074	5,00	2050	5,00	1985	5,00	1897	5,00	1852	5,00	1838	5,00	1724	5,00	1557
50 x 4	2638	5,00	2441	5,00	2244	5,00	2218	5,00	2149	5,00	2053	5,00	2005	5,00	1990	5,00	1865	5,00	1686
60 x 4	3025	5,00	2799	5,00	2573	5,00	2544	5,00	2464	5,00	2354	5,00	2298	5,00	2281	5,00	2139	5,00	1933
70 x 4	3396	5,00	3142	5,00	2889	5,00	2855	5,00	2766	5,00	2642	5,00	2580	5,00	2561	5,00	2401	5,00	2169
80 x 4	3753	5,00	3473	5,00	3193	5,00	3156	5,00	3057	5,00	2921	5,00	2852	5,00	2831	5,00	2654	5,00	2398
90 x 4	4100	5,00	3794	5,00	3488	5,00	3448	5,00	3339	5,00	3190	5,00	3115	5,00	3092	5,00	2899	5,00	2620

VETRO STRATIFICATO 10+10+10

Si prevede un vetro stratificato temperato 10+10+10mm

Il carico accidentale per il calcolo delle lastre di vetro si adotta 500daN/mq

Si riportano delle prove di rottura per lastre stratificate di sicurezza simili a quelle di progetto con due strati 6+6mm



Stress SLU

Tensioni sollecitanti sul vetro stratificato temperato 10+10+10mm

s=	3	cm		
L	1,4	m		
g	21,0	daN/mq		
q	500,0	daN/mq		
g+q	919,4	daN/mq		
li	1,0	m		
M	209,5	daNm		
W=	150,0			
fs =M/W	139,6	daN/cm ²	<354 daN/cm ²	tensione massima sollecitante per il vetro temperato

RESISTENZA DEL VETRO TEMPERATO

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima ammissibile dal vetro temperato:

zona vicina e lontana dai bordi:

$$f_{eg,d} = f_{g;d} = k_p \frac{k_{sp} \cdot k_{mod} \cdot f_{g;k} + k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{\gamma_M}$$

con:

$f_{b;k}$: valore caratteristico di tempra;

k_v : fattore di indurimento dipendente dal tipo di vetro;

per il vetro FLOAT si ha:

Tipo di Vetro	Fattore di indurimento k_v	Valore caratteristico di tempra $f_{b;k}$		
		Tempra termica	Tempra termica parziale	Tempra chimica
FLOAT	1,00	120 N/mm ²	70 N/mm ²	150 N/mm ²

$f_{g;k}$ = 450 daN/cm²

$f_{b;k}$ = 700 daN/cm²

K_v = 1

g_m = 1,4

K_{sp} = 0,67

K_{mod} = 1

K_p = 0,9

f_{gd} = 354,5 daN/cm² tensione massima resistente per il vetro temperato

f_{gd}/f_s = 2,539038 >1 OK verificato

Tensione resistente >> Tensione sollecitante

VERIFICA DEL MANTO DI COPERTURA IN VETRO

s=	1,8	cm		
L	1,4	m		
g	65,0	daN/mq		
q	250,0	daN/mq		
g+q	606,0	daN/mq		
li	1,0	m		
M	138,1	daNm		
W=	54,0			
fs =M/W	255,7	daN/cm ²	<354 daN/cm ²	tensione massima sollecitante per il vetro temperato

RESISTENZA DEL VETRO TEMPERATO

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima ammissibile dal vetro temperato:

zona vicina e lontana dai bordi:
$$f_{cg,d} = f_{g,d} = k_p \frac{k_{sp} \cdot k_{mod} \cdot f_{g;k} + k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{\gamma_M}$$

con:

$f_{b;k}$: valore caratteristico di tempera;

k_v : fattore di indurimento dipendente dal tipo di vetro;

per il vetro FLOAT si ha:

Tipo di Vetro	Fattore di indurimento k_v	Valore caratteristico di tempera $f_{b;k}$		
		Tempra termica	Tempra termica parziale	Tempra chimica
FLOAT	1,00	120 N/mm ²	70 N/mm ²	150 N/mm ²

$f_{g;k} = 450$ daN/cm²

$f_{b;k} = 700$ daN/cm²

$k_v = 1$

$k_{mod} = 1,4$

$k_{sp} = 0,67$

$k_{mod} = 1$

$k_p = 0,9$

$f_{gd} = 354,5$ daN/cm² tensione massima resistente per il vetro temperato

$f_{gd}/f_s = 1,386767 > 1$ OK verificato

Tensione resistente >> Tensione sollecitante

RESISTENZA DEL MATERIALE

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima resistente del materiale:

$$\text{zona lontana dai bordi: } f_{g,d} = \frac{k_p \cdot k_{mod} \cdot k_{sp} \cdot f_{g,k}}{\gamma_M}$$

$$\text{zona in prossimità dei bordi: } f_{eg,d} = 0,8 f_{g,d}$$

con:

$f_{g,k}$ =45 N/mm²: resistenza a flessione caratteristica del materiale;

γ_M : fattore parziale per il materiale;

k_p =1 o 0,9: fattore che tiene conto dell'accuratezza delle proprietà fisiche meccaniche del materiale; 1 se queste sono riferite direttamente alle Norme specifiche, 0,9 se si considerano i valori direttamente riportati;

k_{sp} =0,67 (es. FLOAT): valore che tiene conto della finitura superficiale;

k_{mod} = 0,663t^{-1/16}: fattore di durata del tempo di applicazione dei carichi;

il vetro è infatti soggetto al fenomeno della "fatica statica" ovvero ad una progressiva diminuzione della resistenza a trazione di un elemento sottoposto ad un carico costante

nel tempo. È quindi necessario considerare valori differenti di resistenza per differenti tempi di durata dei carichi. La Normativa fornisce direttamente i valori di questo coefficiente in funzione del tipo di carico:

AZIONE	DURATA CARICHI	K_{mod}
Vento, folla	5 sec.	1,00
Neve	6 settimane	0,43
Peso proprio	50 anni	0,29
Variazione temp. giornaliera	11 ore	0,57
Variazione temp. rara	6 mesi	0,39
Variazione di pressione	4 giorni	0,50

RESISTENZA DEL VETRO TEMPERATO

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima ammissibile dal vetro temperato:

$$\text{zona vicina e lontana dai bordi: } f_{eg,d} = f_{g,d} = k_p \frac{k_{sp} \cdot k_{mod} \cdot f_{g,k} + k_v (f_{b,k} - f_{g,k})}{\gamma_M}$$

con:

$f_{b,k}$: valore caratteristico di tempratura;

k_v : fattore di indurimento dipendente dal tipo di vetro;

per il vetro FLOAT si ha:

Tipo di Vetro	Fattore di indurimento k_v	Valore caratteristico di tempratura $f_{b,k}$		
		Tempra termica	Tempra termica parziale	Tempra chimica
FLOAT	1,00	120 N/mm ²	70 N/mm ²	150 N/mm ²

Tipo di vetro	Carichi Permanenti	Carichi a medio termine	Carico a breve termine
FLOAT	7 N/mm ²	17 N/mm ²	28 N/mm ²
Tempra parz.	22 N/mm ²	24 N/mm ²	22 N/mm ²
Tempra tot.	50 N/mm ²	53 N/mm ²	56 N/mm ²

VERIFICA TAVOLATO

TAVOLATO Stati Limite

Tempo d'incendio minimo: **0**

Geometria
l: luce di calcolo tavolato: **130** cm

Materiale
Tipo: **legno massiccio** Classe: **D60** γ_M : **1,50**
 $f_{m,k}$: **600** daN/cm² $f_{v,k}$: **53** daN/cm² $f_{c,90,k}$: **135** daN/cm²
 $E_{0,mean}$: **140000** daN/cm² G_{mean} : **10600** daN/cm² ρ_k : **700** daN/m³

Sezione
b: base tavolato: **100** 100 cm A: **350** cm²
S: spessore tavolato: **3,5** 3,5 cm W_x : **204** cm³
 γ : **1,2** J_x : **357** cm⁴

Carichi SLU

	proiez orizz daN/m ²	γ_g	b m	daN/m
g_k : permanenti	10,5	1,3	1,00	13,7
pp: peso proprio	24,5	1,3		31,9
variabile:	FOLLA			
q_k : variabile	500,0	ψ_0 : 0,6	γ_q : 1,5	1,00
q_k : variabili cmb 1	FOLLA: 1,5x500x1:			750,0
W_k : totale carico statico				795,5

Sollecitazioni SLU
schema di calcolo:



CI durata: **Permanente** CI durata: **Media**

campata:

M_{max} :	$\frac{1}{8} \cdot (g_k + pp) \cdot l^2$	9,6	daNm	M_{max} :	$\frac{1}{8} \cdot w_k \cdot l^2$	168,0	daNm	
appoggio:	T_{max} :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot l$	29,6	daN	T_{max} :	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot l$	517,1	daN

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

CI durata:	M_{max}	T_{max}	tensioni massime:	$\sigma_{fd}^{SLU} = \frac{M_{max}}{W_x}$	$\tau_{fd}^{SLU} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$
Permanente	9,6	29,6	daN/cm ²	4,7	0,1
Media	168,0	517,1	daN/cm ²	82,3	2,2

verifiche:

CI durata:	CI servizio:	k_{mod}	$f_{m,d}$: daN/cm ²	$f_{v,d}$: daN/cm ²	$\frac{\sigma_{fd}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{fd}}{f_{v,d}}$
Permanente	2	0,6	240,0	21,2	0,0	< 1
Media	2	0,8	320,0	28,3	0,3	< 1

Carichi SLE

	proiez orizz daN/m ²		b m	daN/m
q_k : permanenti	10,5		1,00	10,5
pp : peso proprio	24,5	daN/m		24,5
variabile: FOLLA				
q_k : variabile		500,0		
ψ_0 : 0,6		ψ_1 : 0,2		ψ_2 : 0,2
			daN/m	max
Q_k : variabili rara cmb 1	FOLLA : 500x1:		500,0	500,0
Q_k : variabili frequenti cmb 2	FOLLA : 0,2x500x1:		100,0	
Q_k : variabili quasi perm cmb 3	FOLLA : 1x0,2x500x1:		100,0	
W_k : totale				535,0

Verifiche deformazioni SLE

<i>istantanea:</i>			cm	max	
U_{ist} : cmb 1		(10,5+24,5+500) :	0,40	0,40	
U_{ist} : cmb 2	$\left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \alpha \frac{l^2}{8GA} \right)$	(10,5+24,5+100) :	0,10		
U_{ist} : cmb 3		(10,5+24,5+100) :	0,10		
	<i>Cl servizio: k_{def}</i>				
	2	0,8			
				↓	1/324 < 1/300
<i>differita:</i>			cm		
U_{dif} : cmb 1	$0,8 \times (10,5 + 24,5) + 0,2 \times 0,8 \times 500 \times 1$:		0,08	0,08	→ 1/1604
U_{dif} : cmb 2	$0,8 \times (10,5 + 24,5) + 0,2 \times 0,8 \times 500 \times 1$:		0,08		
U_{dif} : cmb 3	$0,8 \times (10,5 + 24,5) + 1 \times 0,2 \times 0,8 \times 500 \times 1$:		0,08		
<i>totale:</i>					
U_{fin} : freccia finale				0,48	
				↓	1/269 < 1/200

6 - VERIFICHE SISMICHE

6.1 COMPARAZIONE TRA AZIONI DEL VENTO E SISMICHE

Per le strutture in oggetto le azioni sismiche sono prevalenti rispetto a quelle del vento.

Nel seguito si riporta il confronto tra azioni sismiche e del vento.

$$FS = \text{Azione sismica totale} = 184520 \text{ daN}$$

$$FSc = \text{Azione sismica della sola copertura} = 157010 \text{ daN}$$

Per il cento si assume il lato Y1 fosse chiuso completamente con altezza fino al colmo della copertura ($h=4.75\text{m}$)

$$Fvp = \text{Azione del vento} = (64.3+32.2)*66*4.75 = 30253 \text{ daN}$$

Se si considera inoltre l'azione del vento radente 4.1 daN/mq su tutta la superficie delle coperture si ottiene.

$$Atot = 1544-13-65 = 1466$$

$$Fvr = 1466*4.1 = 6011 \text{ daN vento radente}$$

$$FV = Fvr + Fvp = 6011 + 30253 = 36363 \text{ daN azione totale del vento}$$

$$FV \ll FSc$$

Si osserva come l'azione sismica della sola copertura risulta molto maggiore dell'azione totale del vento.

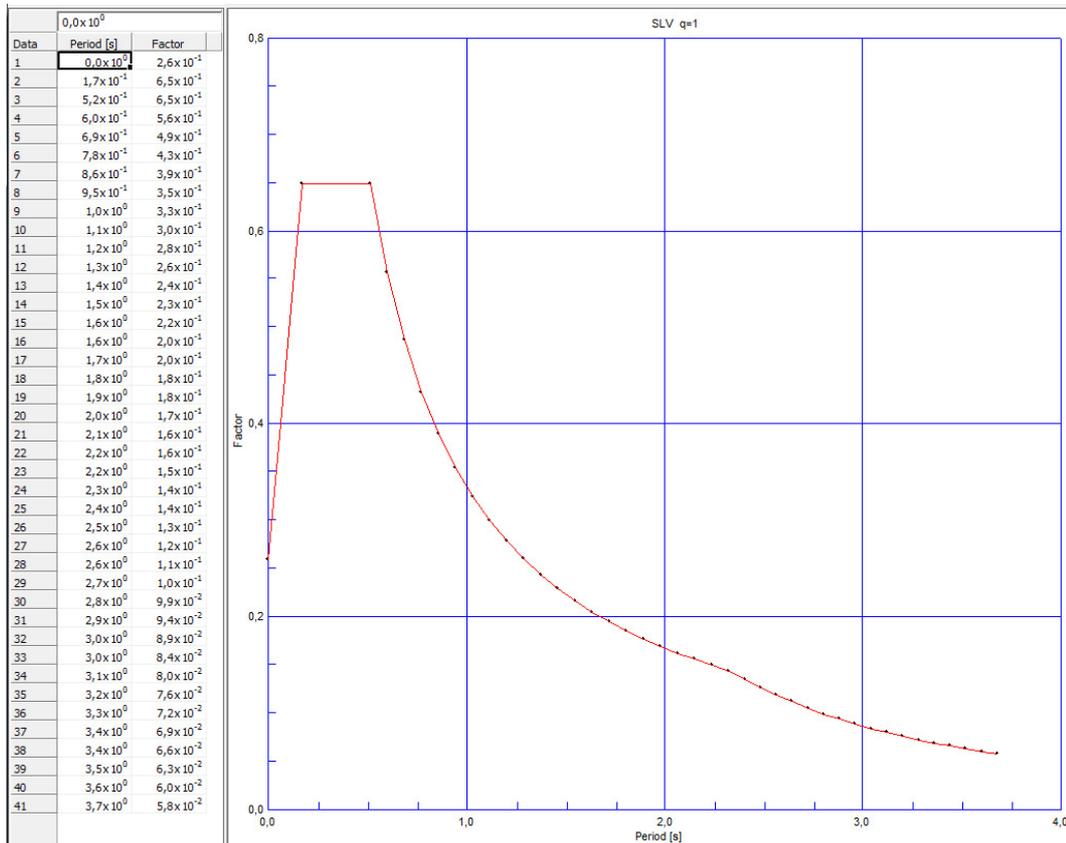
6.2 MODELLI FEM PER L'ANALISI STRUTTURALE

La struttura di progetto è stata analizzata mediante modellazioni elastico lineari **globali dinamiche (D1)** e **statiche (S1-S2-S3-S4 ed S0)** e su modelli di elementi tipo beam, e **modellazioni locali statiche** su particolari complessi, schematizzati con elementi plate e brick (**S5**).

I carichi verticali sono stati applicati come carichi lineari distribuiti sulle travi principali di copertura e sulle mensole delle passerelle metalliche.

Si è sviluppata una analisi dinamica globale della struttura e una serie di analisi statiche lineari, per verificare la sensibilità della struttura rispetto alle caratteristiche del terreno e rispetto ai dispositivi irrigidenti come i calastrelli e i controventi di parete.

Spettro utilizzato per l'analisi dinamica con $q=1$



Le sollecitazioni dovute al sisma di progetto sono state calcolate mediante analisi di tipo dinamico mediante spettro di risposta SLV - NTC08.

I calcoli sono stati condotti per le seguenti combinazioni di carico:

- Statica Permanenti+accidentali
- Sismica X Permanenti + SismaX + 0.3SismaY (analisi dinamica con combinazione tipo CQC) SLV
- Sismica Y Permanenti + SismaY + 0.3SismaX (analisi dinamica con combinazione tipo CQC) SLV

Nelle pagine a seguire si riportano in dettaglio: i parametri utilizzati per le analisi di tipo dinamico e i principali risultati delle analisi dinamiche sotto forma di mappe a colori.

Sono stati considerati un numero di modi tali da mettere in gioco circa il 98.50% delle masse. Successivamente è stata effettuata l'analisi statica lineare considerando l'accelerazione di *plateau* superiore a quelle ottenute con l'analisi dinamica. L'analisi statica ha consentito di effettuare le verifiche di resistenza, deformazione e di instabilità di tutti gli elementi con diverse ipotesi al contorno come di volta in volta specificato.

TIPO DI MODELLAZIONE

In generale per il modello base le coperture, nello specifico puntoni, **catene e bordonali sono state modellate con il solo profilo in legno** previsto (senza considerare il profilo metallico inserito al suo interno) e svincolato alle estremità **con cerniere e quindi con schema a biella**.

E' stato **anche provato un modello considerando il profilo interno in acciaio** dei puntoni escludendo completamente il legno di rivestimento, con schema in continuità dato che gli elementi sono saldati a completa penetrazione.

In generale **le travi reticolari di copertura** corrispondenti **sono state svincolate alla rotazione in corrispondenza degli appoggi** con i pilastri e così come i tiranti che la costituiscono, per la **briglia superiore e inferiore si è modellato il profilo a T metallico non considerando** in questo caso **il rivestimento in legno**.

Per le travi UPN 220 di copertura si è mantenuta la continuità in corrispondenza degli appoggi.

La continuità dei profili metallici è stata assunta anche sulle passerelle di camminamento. I particolari sono stati adeguati a tale ipotesi.

I pilastri sono considerati continui sul tubo del palo di fondazione.

I pali di fondazione sono stati modellati con elementi beam con la loro lunghezza effettiva e applicando la costante laterale K differenziata in base alla profondità,

- i primi 50 cm sono considerati liberi ($K=0$) in corrispondenza delle murature,
- dalla quota -50 a -150 cm presentano $K=1\text{ daN/cm}$ materiale misto granulare di riporto antico
- dalla quota -150cm a circa -650cm si è assunta una $K=1.5\text{ daN/cm}$
- da -650cm si è assunta una K pari a 2 daN/cm .

Tali valori sono stati indicati nella fase delle indagini geologiche. Un ulteriore verifica sarà eseguita in corso d'opera nell'ambito delle prove di carico programmate.

6.3.- CALCOLO MANUALE AZIONI SISMICHE STATICHE

CALCOLO MANUALE DELLE AZIONI SISMICHE

CALCOLO AZIONI SISMICHE PROGETTO

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

PESO SISMICO DEL	livello 1
QUOTA (m) su p.c.	0,60

PILASTRI livello 1						
parete N.	L	h	s	gm	φ	Gm
	m	m	m	daN/mc	rid.apert.	daN
pali	1,0	2,50	0,01	7850	69,0	12187
par.	40,0	1,00	0,15	2000	1,0	12000
TOTALE						24187 daN

SOLAIO DEL livello 1						
passerelle	L	D	g	ψ2i	q	G+sQ
	m	m	daN/mq		daN/mq	daN
a	14	1,2	150	0,60	300	5544
b	36,5	1,2	150	0,60	300	14454
c	20	1,2	150	0,60	300	7920
d	6	1,2	150	0,60	300	2376
e	20	1,2	150	0,60	300	7920
f	18,5	1,2	150	0,60	300	7326
g	50	1,2	150	0,60	300	19800
h	13,5	1,35	150	0,60	300	6014
i	13,5	1,35	150	0,60	300	6014
l	11	1,35	150	0,60	300	4901
m	6	1,35	150	0,60	300	2673
n	26	1,35	150	0,60	300	11583
TOTALE						96525,0 daN

TOTALE livello 1	120712,1 daN
-------------------------	---------------------

PESO SISMICO DEL	livello 2
QUOTA (m) dal p.c.	3,80

MURATURE DEL livello 2						
parete N.	L	h	s	gm	φ	Gm
	m	m	m	daN/mc	rid.apert.	daN
Y1	1,0	2,50	0,01	7850	69,0	12187,125
par.	40,0	1,00	0,15	2000	1,0	12000
TOTALE						24187,1 daN

SOLAIO DEL livello 2						
solaio	L	D	g	ψ2i*δ	q	G+sQ
	m	m	daN/mq		daN/mq	daN
1	7,2	13,5	170	0,00	120	16409,3
2	12,0	13,5	170	0,00	120	27540,0
detrarre	-4,0	3,7	170	0,00	120	-2516,0
4	33,0	4,5	170	0,00	120	25245,0
5	5,0	9,5	170	0,00	120	8075,0
6	6,3	18,5	170	0,00	120	19656,3
7	8,0	13,5	170	0,00	120	18360,0
8	6,0	14,5	170	0,00	120	14790,0
9	4,0	6,5	170	0,00	120	4420,0
10	3,8	10,5	170	0,00	120	6783,0
11	12,5	10	170	0,00	120	21250,0
12	4,0	12,7	170	0,00	120	8636,0
13	8,1	24,5	170	0,00	120	33528,3
14	10,3	25,5	170	0,00	120	44650,5
TOTALE						246827,3 daN

TOTALE livello 2	271014,4 daN
-------------------------	---------------------

Wtot= 391726,5 daN

forze sismiche unitarie da applicare al modello

FORZA SISMICA UNITARIA	
daN/m	
1224,1	1224,1
30,1	1205,3
FORZA SISMICA UNITARIA	
daN/mq	
33,1	556,8
33,1	1451,7
33,1	795,5
33,1	238,6
33,1	795,5
33,1	735,8
33,1	1988,7
33,1	604,1
33,1	604,1
33,1	492,2
33,1	268,5
33,1	1163,4
FORZA SISMICA UNITARIA	
daN/m	
7752,4	7752,4
190,8	7633,3
FORZA SISMICA UNITARIA	
daN/mq	
108,1	10438,1
108,1	17518,5
108,1	-1600,5
108,1	16058,6
108,1	5136,6
108,1	12503,6
108,1	11679,0
108,1	9408,1
108,1	2811,6
108,1	4314,7
108,1	13517,4
108,1	5493,5
108,1	21327,7
108,1	28402,7
Forza sismica TOT.	184520

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn= 50 anni
 Cu= 1,5
 Vr=Vn*Cu 75 anni
 Pvr= 10%
 Fv=1,35*F0*(ag/g)^2 0,052
 Tr=Vr/lg(1-Pvr) 712 anni
 ag= 0,122 g
 Ss= 1,50
 St= 1,00
 S=Ss*St 1,5
 ζ= 5
 μ= 1,000 regolare
 Cc= 1,457
 T*c= 0,27
 Tc=CcxT*c 0,371
 Fo= 2,574
 qa= 2*au/a1

au/a1= 1
 Se(T)= 0,471
 q0= 1,000
 1/q= 1,000
 Sd(T) CALCOLO= 0,471

In via cautelativa si è considerato lo spettro di risposta sul tratto orizzontale.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

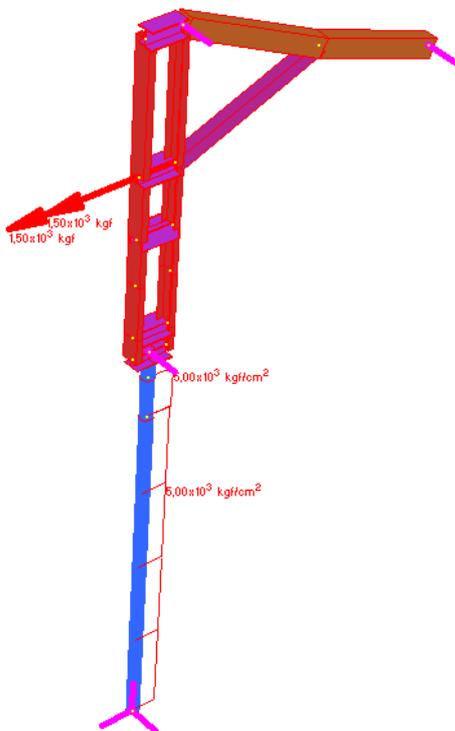
Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a _n	0,122 g
F _v	2,574
T _c	0,371 s
S _s	1,500
C _c	1,457
S _T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,500
η	1,000
T _a	0,180 s
T _c	0,540 s
T ₀	2,088 s

Punti dello spettro di risposta

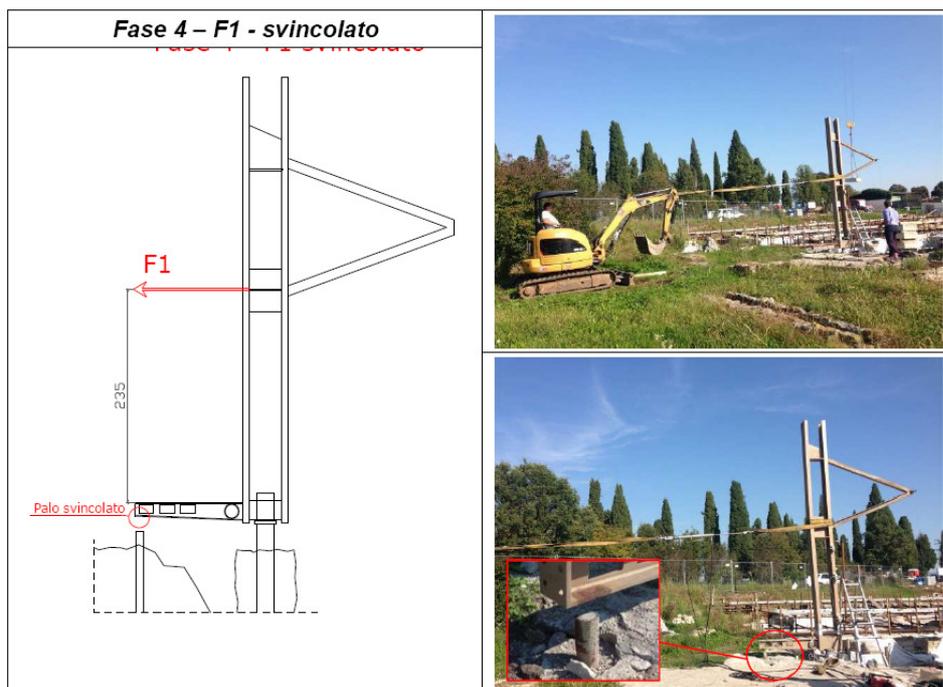
	T [s]	Se [g]
	0,000	0,183
T _a ←	0,180	0,471
T _c ←	0,540	0,471
	0,614	0,414
	0,688	0,370
	0,761	0,334
	0,835	0,305
	0,909	0,280
	0,982	0,259
	1,056	0,241
	1,130	0,225
	1,203	0,211
	1,277	0,199
	1,351	0,188
	1,424	0,178
	1,498	0,170

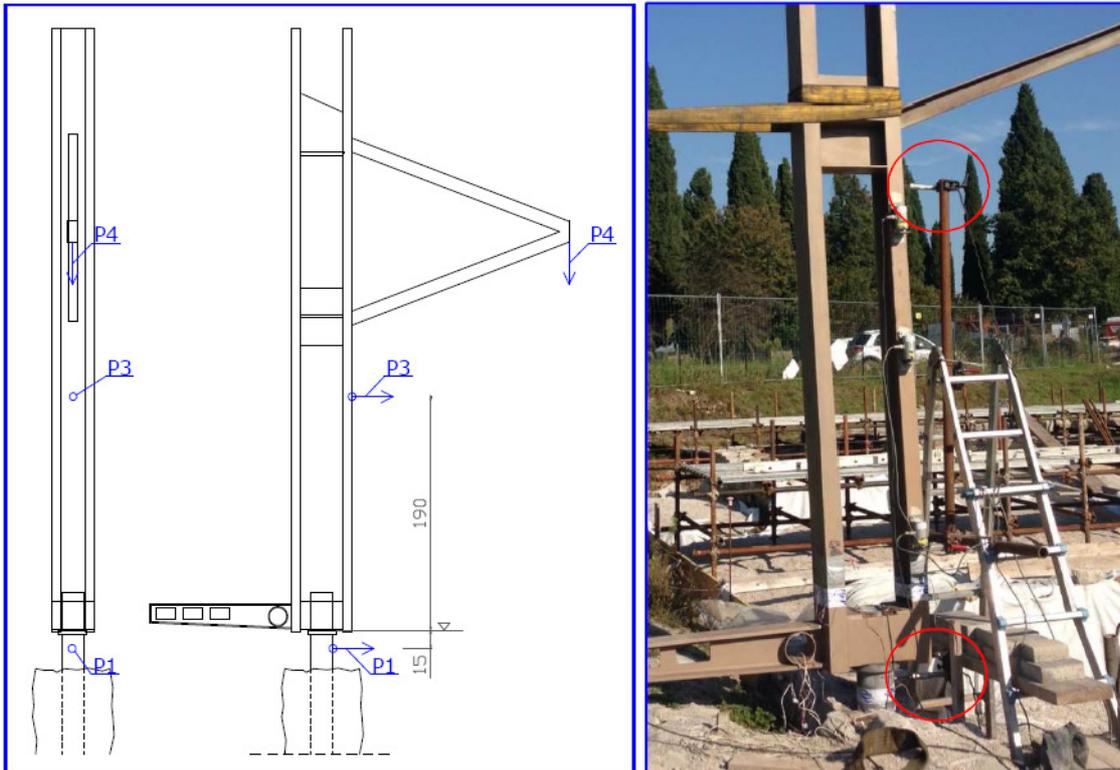
Sulla base delle prove effettuate sul pilastro come da prova tecnica della ditta 4 EMME effettuata in data 02/10/2017 e allegata alla presente relazione si è realizzato sul modello di prova per calibrare i valori di K di Winkler sul pilastro al fine di ottenere gli stessi valori di prova.



Vista del palo che simula la prova

Fase 4 -- F1 - svincolato



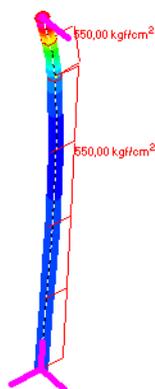
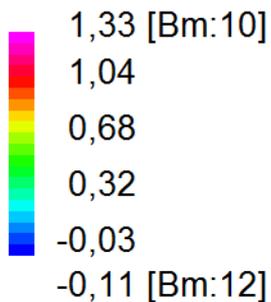


Configurazione sensori dal secondo ciclo della fase 2 + fasi 3 e 4

Risultati Fase 4 – pilastro svincolato

Carico [kN]	Sensori potenziometrici [mm]				Sensori inclinometrici [°]			Sensori estensimetrici [µε]					
	P.1	P.2	P.3	P.4	I.1	I.2	I.3	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
19,0	5,02	-	53,20	28,68	1,634	1,763	1,667	470	-279	-518	296	-856	-91
17,0	4,67	-	49,64	26,61	1,525	1,645	1,555	431	-256	-475	271	-770	-85
2,1	1,89	-	11,48	6,09	0,353	0,380	0,360	50	-31	-55	31	-96	-12
10,0	3,66	-	32,24	17,15	0,944	0,945	0,885	257	-152	-286	157	-458	-54
20,0	5,67	-	55,60	31,44	1,629	1,629	1,526	526	-308	-590	319	-940	-114
24,0	8,19	-	71,40	41,06	2,092	2,092	1,960	632	-372	-702	383	-1136	-138
25,0	8,70	-	77,44	44,00	2,269	2,269	2,126	660	-388	-738	398	-1178	-145
28,7	13,21	-	92,37	55,50	2,706	2,707	2,536	768	-462	-850	464	-1362	-167
15,0	11,52	-	44,55	38,19	1,305	1,306	1,223	418	-252	-458	249	-742	-88
0,8	6,57	-	5,63	11,04	0,165	0,165	0,155	17	-23	-11	10	-30	0
0	6,12	-	4,12	9,04	0,121	0,121	0,113	5	-16	1	2	-11	1
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
5,0	1,85	-	14,83	8,72	0,419	0,450	0,429	127	-67	-141	75	-215	-22
15,0	5,39	-	47,17	26,58	1,334	1,432	1,365	394	-217	-435	236	-681	-72
18,2	6,55	-	57,47	31,75	1,625	1,745	1,663	491	-277	-547	305	-860	-88
0	0,26	-	12,58	0,31	0,356	0,382	0,364	1	-5	-1	3	2	2

Beam Disp:DX (cm)



Il valore di resistenza del terreno applicato al palo risulta quindi di 550 daN/cm² sul palo da 16,8 cm di diametro quindi la $K = a$ circa 32,74 daN/cm².

FSc= Azione sismica della sola copertura = 157010 daN

I montanti/colonne sono 71 dividendoli per l'azione sismica di copertura

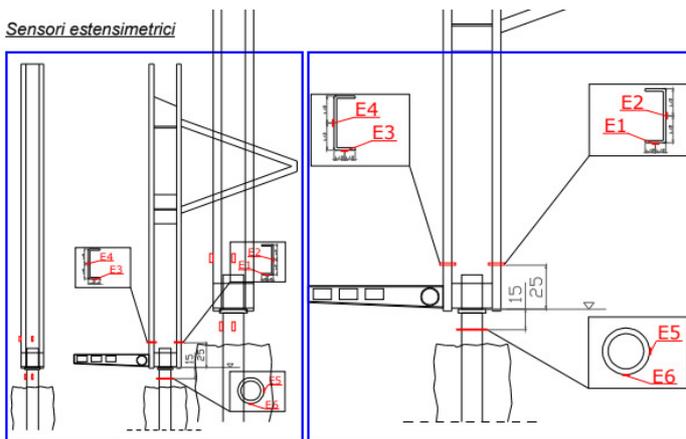
F1=157010/71 = 2211,408 daN azione massima sollecitante sul singolo pilastro

Estratto da prova allegata n°4023/TV del 02/10/2017

Risultati Fase 5 – pilastro svincolato

Carico [kN]	Sensori potenziometrici [mm]				Sensori inclinometrici [°]			Sensori estensimetrici [µε]					
	P.1	P.2	P.3	P.4	I.1	I.2	I.3	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
10,0	1,95	-	15,36	1,48	0,452	0,476	0,476	121	236	76	194	-45	453
15,0	2,62	-	22,88	2,31	0,673	0,709	0,709	183	385	136	316	-71	684
20,0	3,78	-	32,95	3,19	0,969	1,021	1,021	247	471	159	401	-94	917
25,0	4,98	-	43,56	4,13	1,281	1,350	1,350	307	587	200	509	-119	1159
30,0	6,23	-	54,27	5,26	1,596	1,682	1,682	367	698	240	613	-145	1397
33,0	7,44	-	62,39	6,0	1,835	1,934	1,934	408	774	269	676	-157	1534
33,0	8,79	-	64,29	5,89	1,891	1,993	1,993	408	778	272	686	-159	1553
15,0	7,25	-	43,97	2,60	1,293	1,363	1,363	210	402	133	334	-91	796
0,1	3,09	-	17,87	1,24	0,526	0,554	0,554	14	31	13	20	-11	67
15,0	7,66	-	38,94	2,44	1,123	1,148	1,155	190	364	118	297	-78	725
25,0	11,46	-	64,15	5,23	1,850	1,892	1,903	319	601	200	508	-120	1191
0	3,20	-	14,96	1,77	0,431	0,441	0,444	-3	0	1	-8	-2	8
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
20,0	7,60	-	44,09	5,51	1,291	1,281	1,272	253	475	160	405	-98	953
20,0	9,60	-	58,67	7,17	1,718	1,704	1,692	329	615	204	522	-120	1213
38,0	21,80	-	106,89	10,13	3,130	3,105	3,083	481	896	303	770	-168	1781
0	3,60	-	29,97	10,21	0,878	0,871	0,864	-8	-1	0	-8	-2	8

Sensori estensimetrici



Posizione sensori estensimetrici

Fase 5 – F3 - svincolato

Fase 5 - F3 svincolato

Il sensore estensi metrico E6 con un carico di 3800 daN raggiunge un valore di ϵ di 1781 Δ/l quindi la tensione sul tubo esterno risulta di $1781 \cdot 2,1 = 3740$ daN/cm² quindi con la plasticizzazione delle prime fibre esterne.

Quindi considerando il braccio di applicazione della forza utilizzato nella prova che risultava di circa 3.40m

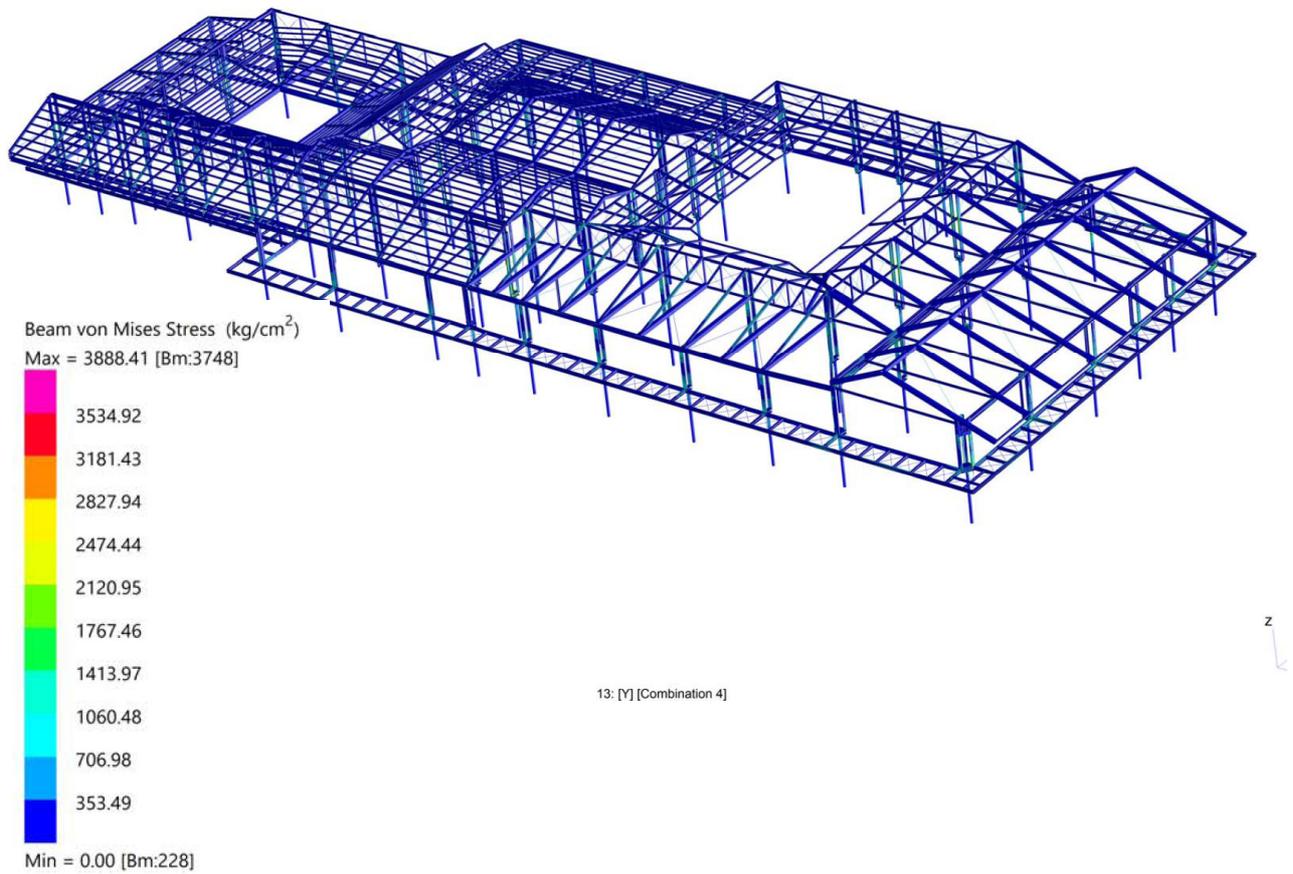
DURANTE LA PROVA

F=	3800 daN	forza applicata nella prova
b=	263 cm	braccio della prova
M=F*b	999400 daNcm	Momento da prova
W tubo=	267 cm ⁴	
sp=M/W	3743,071 daN/cm ²	tensione sul tubo

DA CALCOLO

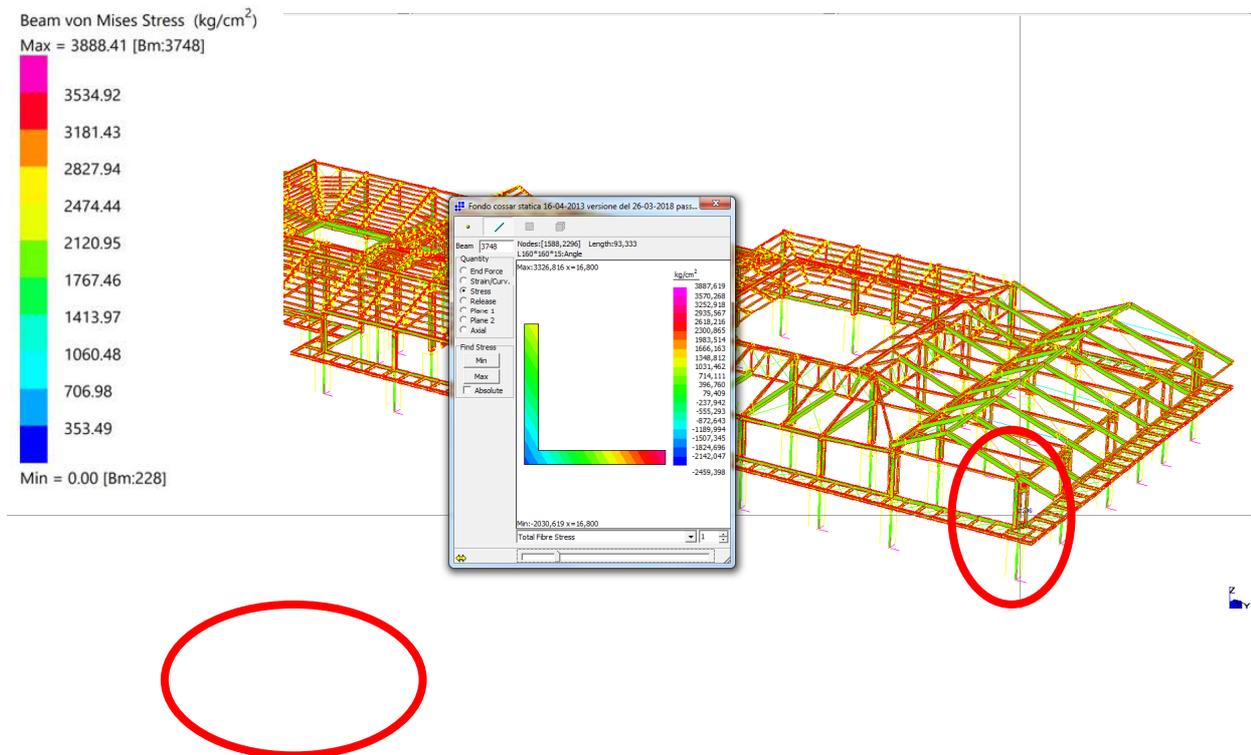
F=	2211 daN	forza applicata da calcolo
b=	340 cm	braccio del calcolo
M=F*b	751740 daNcm	Momento da calcolo
W tubo=	267 cm ⁴	
sc=M/W	2815,5 daN/cm ²	tensione sul tubo

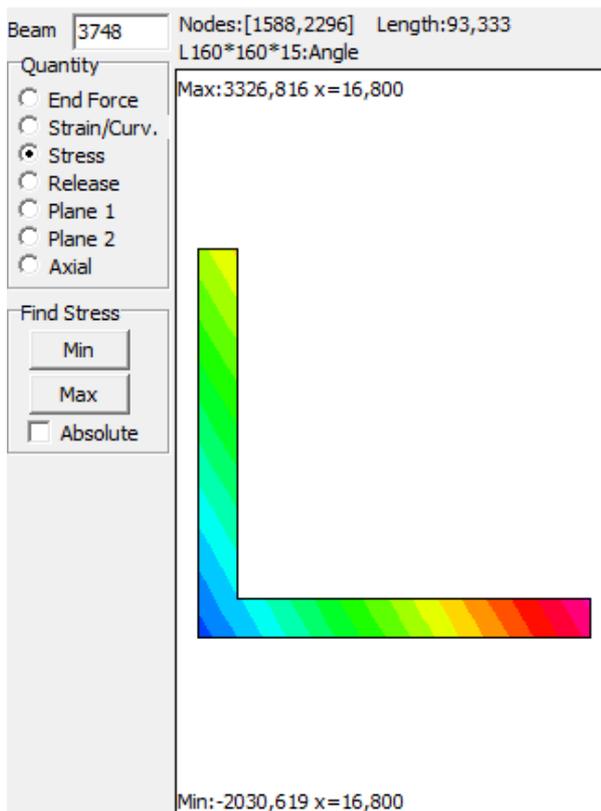
sp > sc la sollecitazione da prova è sempre maggiore di quella da calcolo



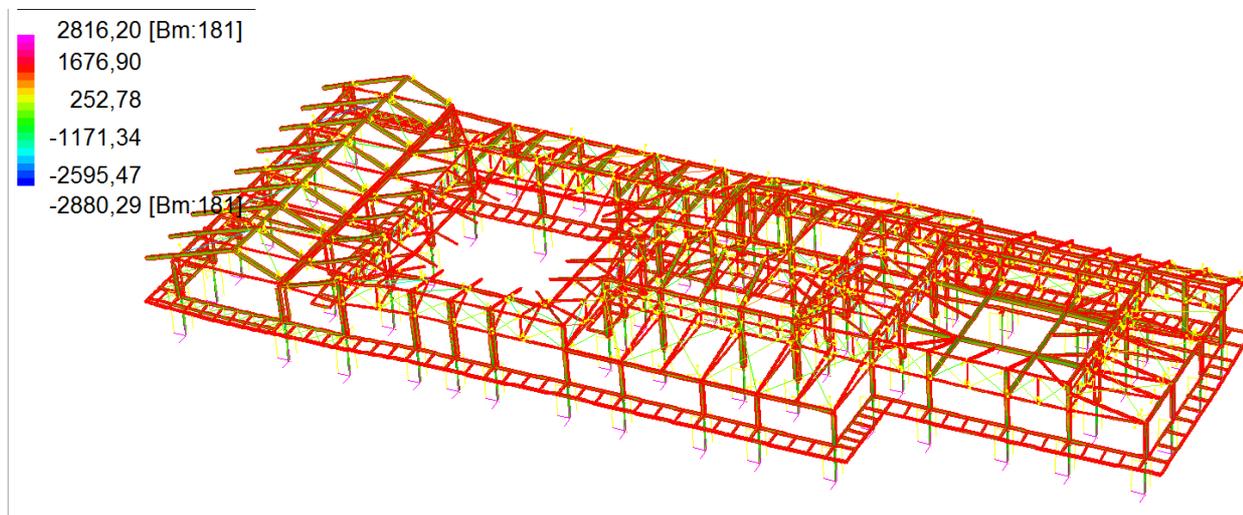
SISMA Y

Si osserva come le tensioni per alcuni picchi risultano leggermente superiori rispetto i valori degli acciai S355. Tali picchi sono in prossimità del nodo se ci sposta lungo lo sviluppo delle aste al di fuori del nodo si osserva che le tensioni si riducono al di sotto dei valori ammissibili per gli acciai S355



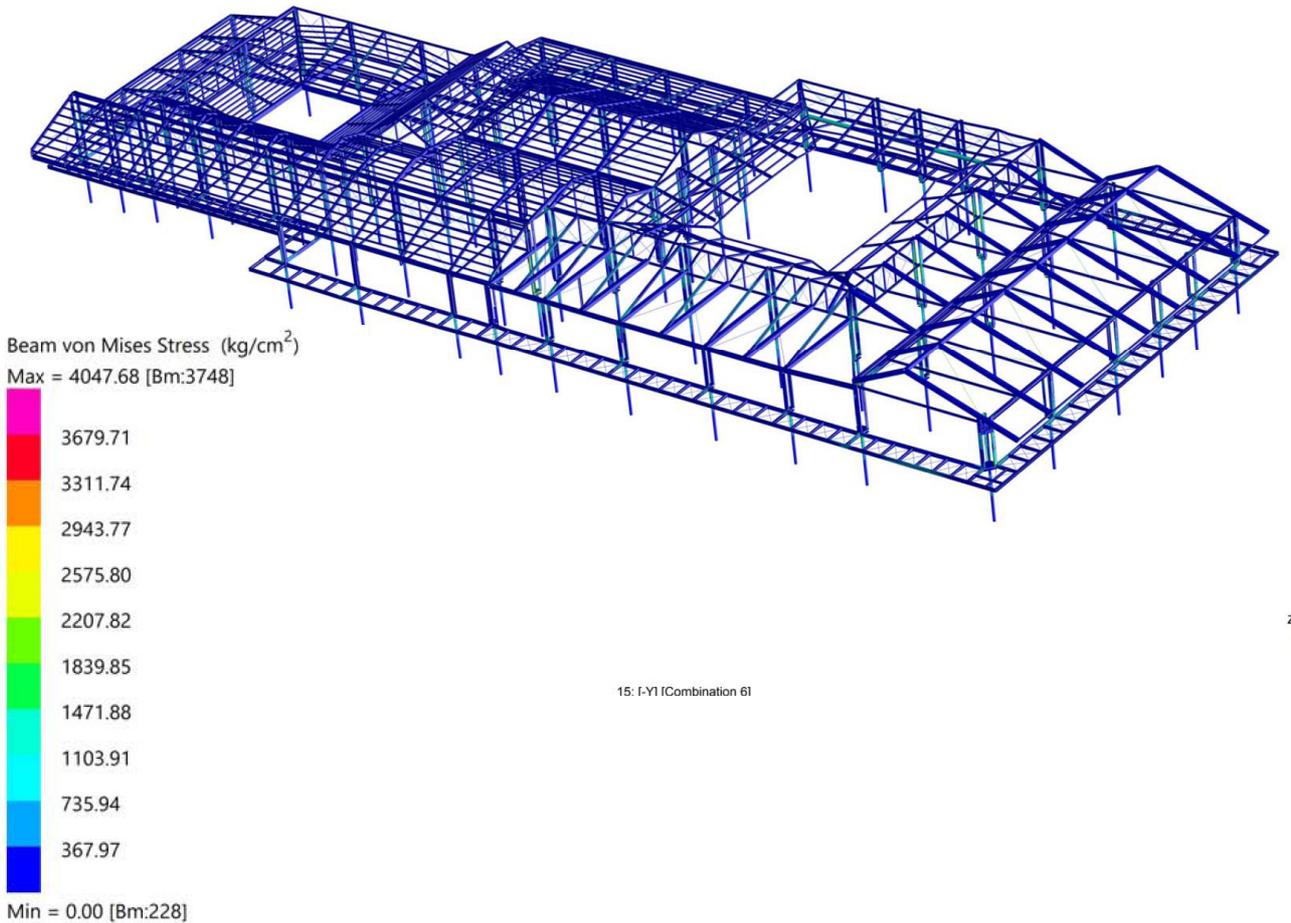


Al di fuori del nodo si passa da 3888 daN/cm² a 3326 daN/cm²



SISMA Y

Si propone la vista eliminando i picchi esplicitati prima e si osserva che le tensioni sono inferiori ai valori ammissibili

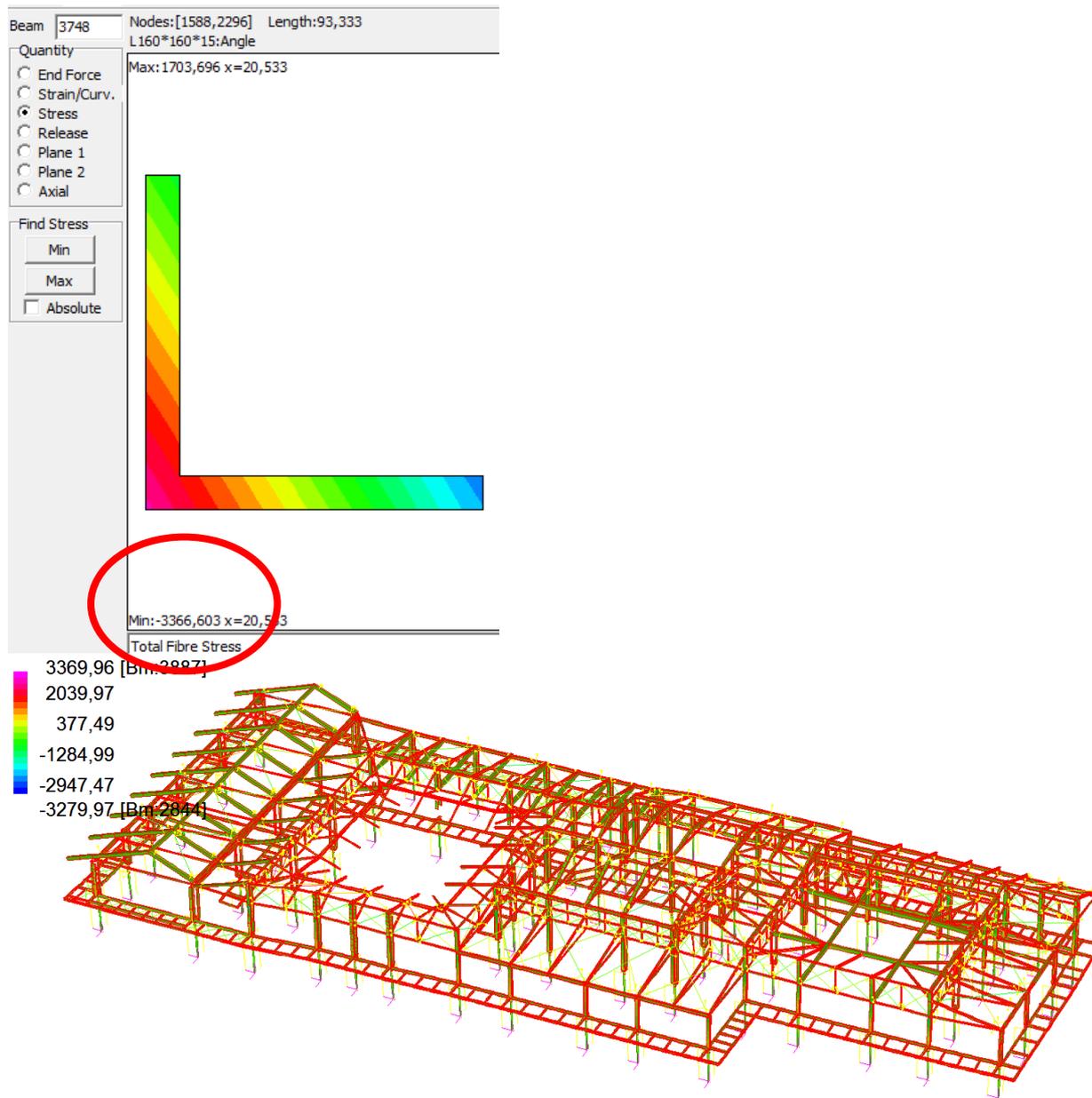


SISMA -Y

Si osserva come le tensioni per alcuni picchi risultano leggermente superiori rispetto i valori degli acciai S355. Tali picchi sono in prossimità del nodo se ci sposta lungo lo sviluppo delle aste al di fuori del nodo si osserva che le tensioni si riducono al di sotto dei valori ammissibili per gli acciai S355

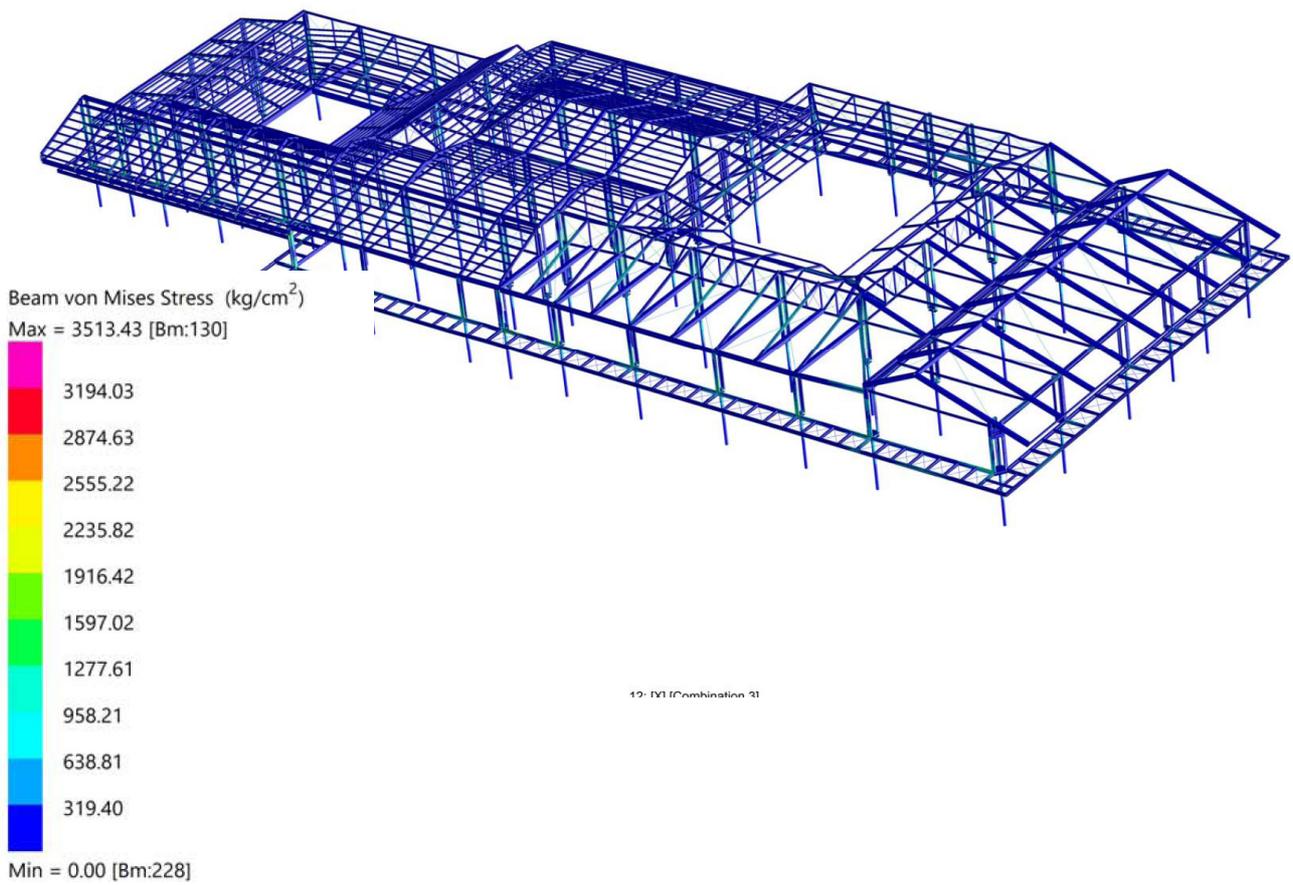


Al di fuori del nodo si passa da 4047 daN/cm² a 3366 daN/cm² inferiore al valore ammissibile degli acciai S355



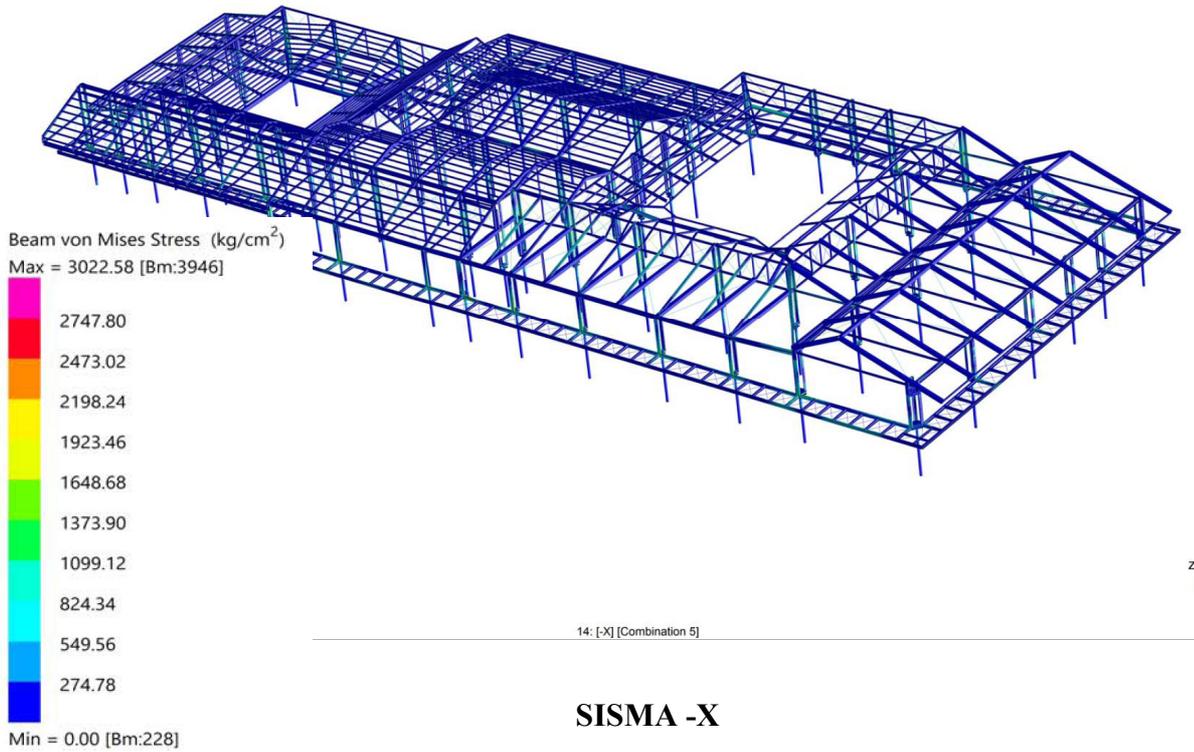
SISMA -Y

Si propone la vista eliminando i picchi esplicitati prima e si osserva che le tensioni sono inferiori ai valori ammissibili

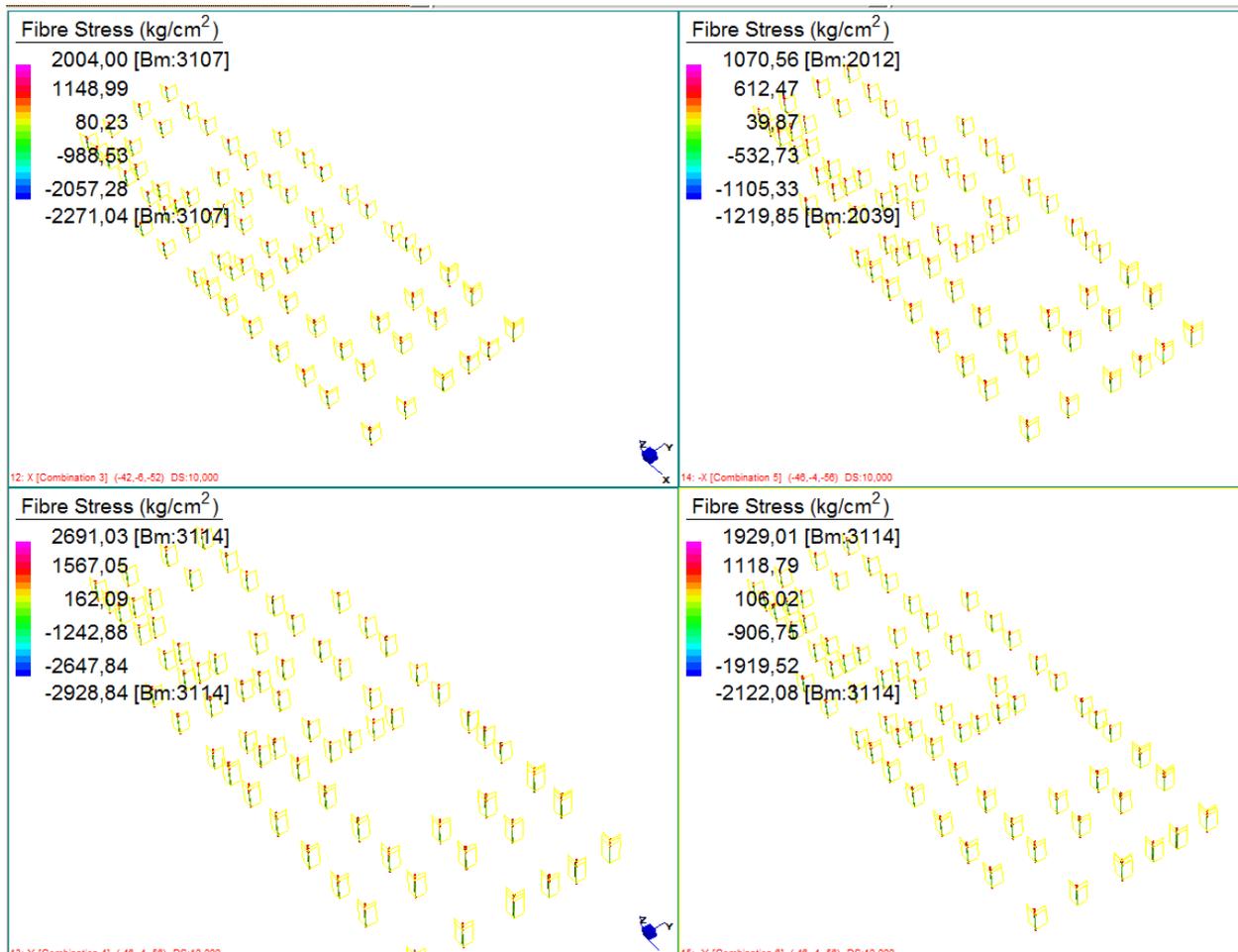


SISMA X

Si osserva come le tensioni risultano inferiori rispetto i valori degli acciai S355.

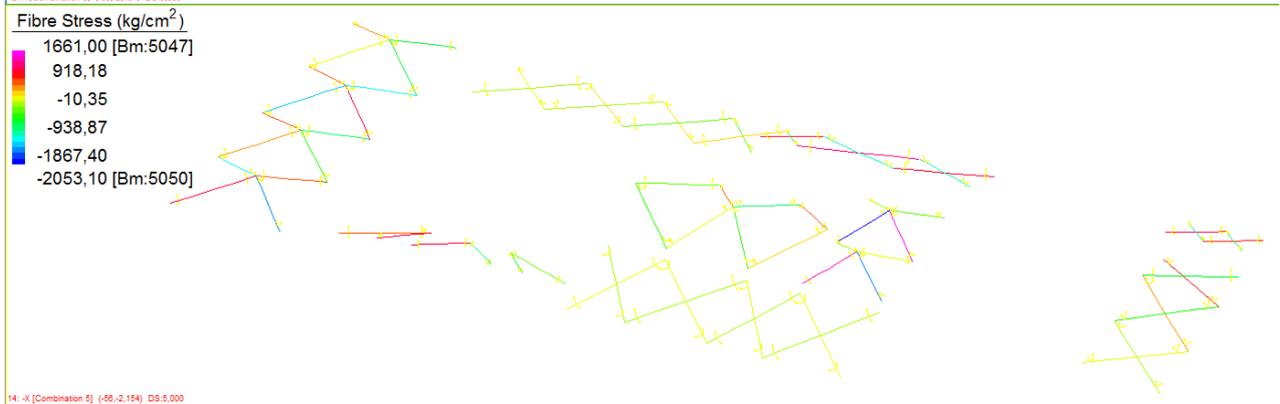


Si osserva come le tensioni risultano inferiori rispetto i valori degli acciai S355.

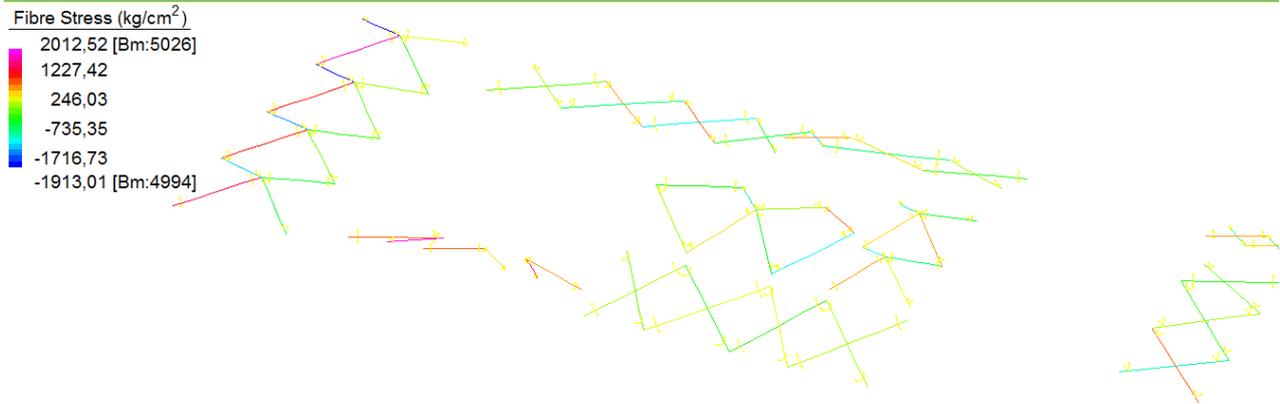
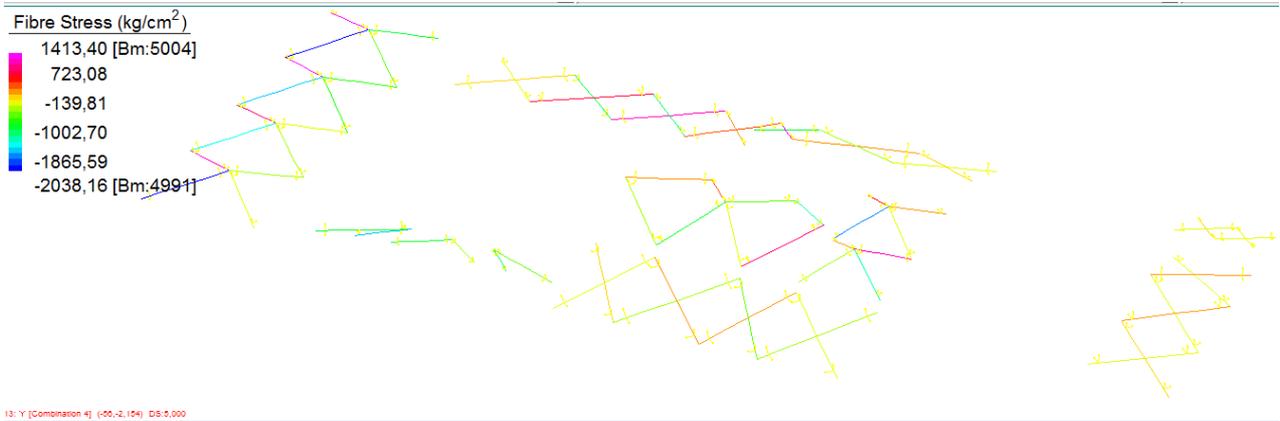


Verifiche flessione taglio del palo di fondazione S355

VERIFICA CONTROVENTI DI COPERTURA

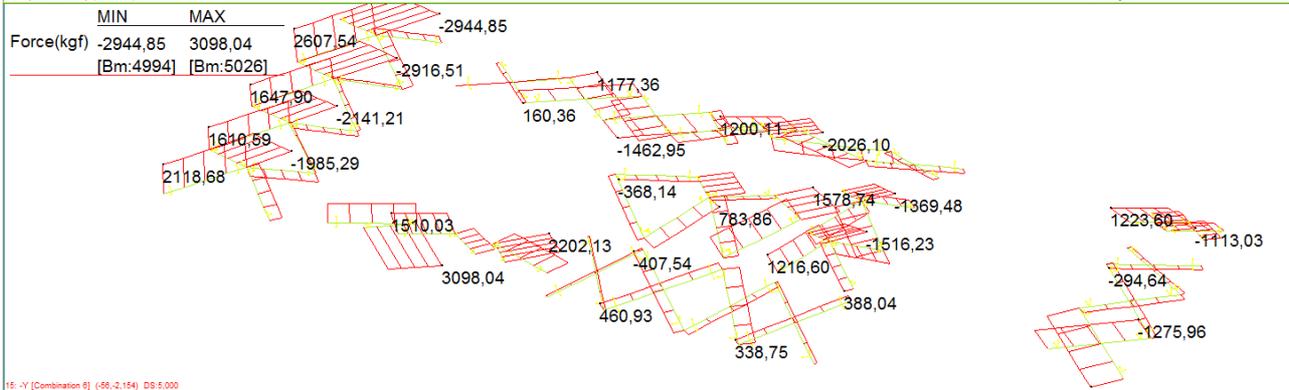
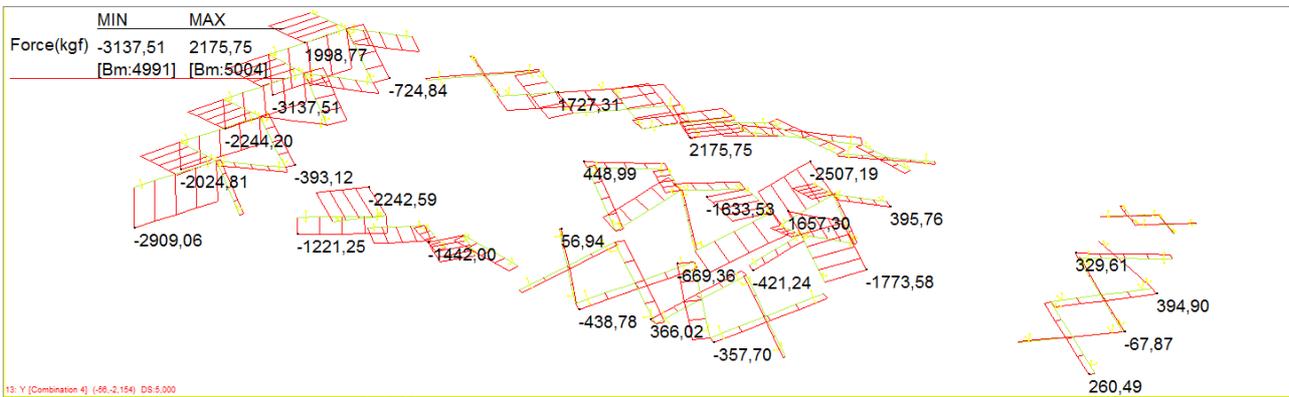


SISMA X E SISMA -X

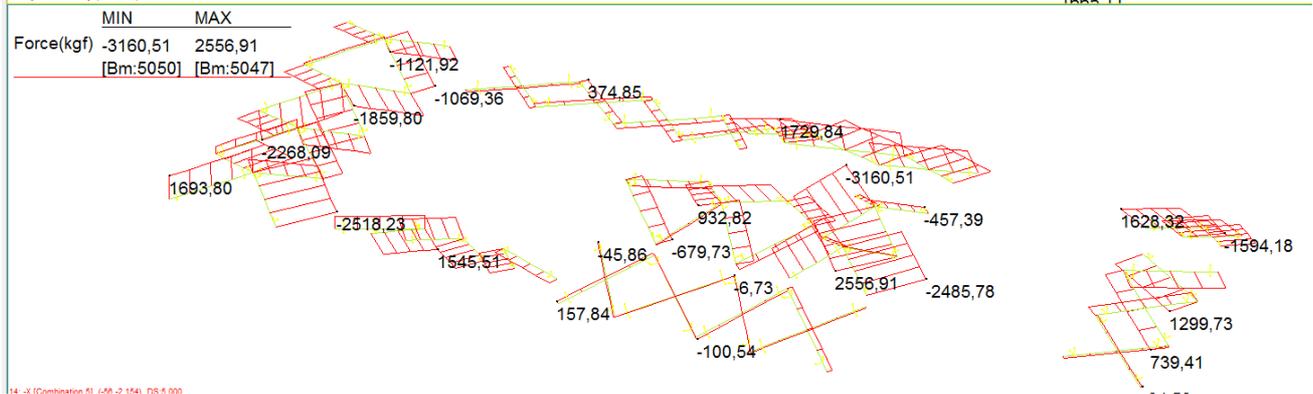
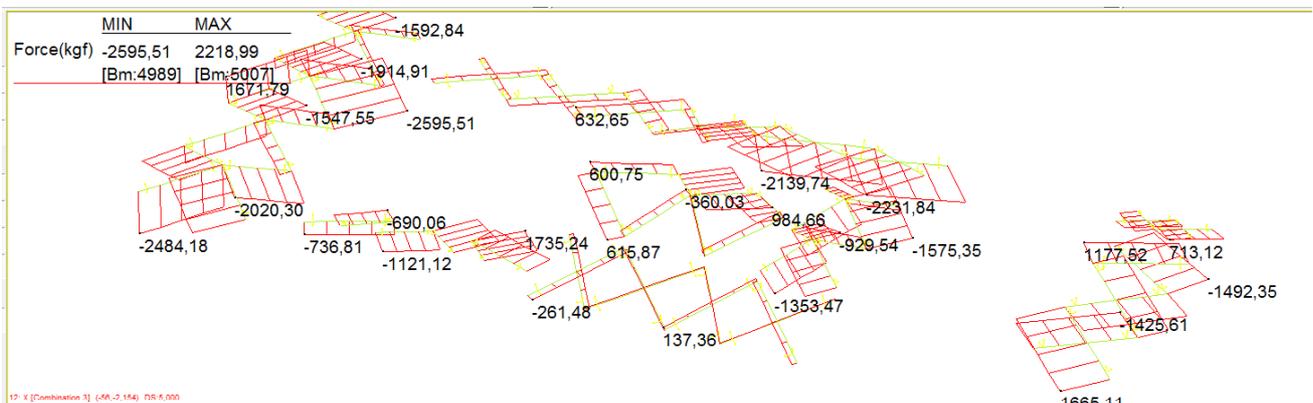


SISMA Y E SISMA -Y

Nel modello i tiranti M20 sono stati mantenuti sia a trazione che compressione riducendo la loro area modellata della metà considerando anche la sezione resistente quindi la tensione deve essere assunta pari a quella modellata 2053 daN/cm² (S355) OK < 3381 daN/cm²



SISMA Y E SISMA -Y



SISMA X E SISMA -X

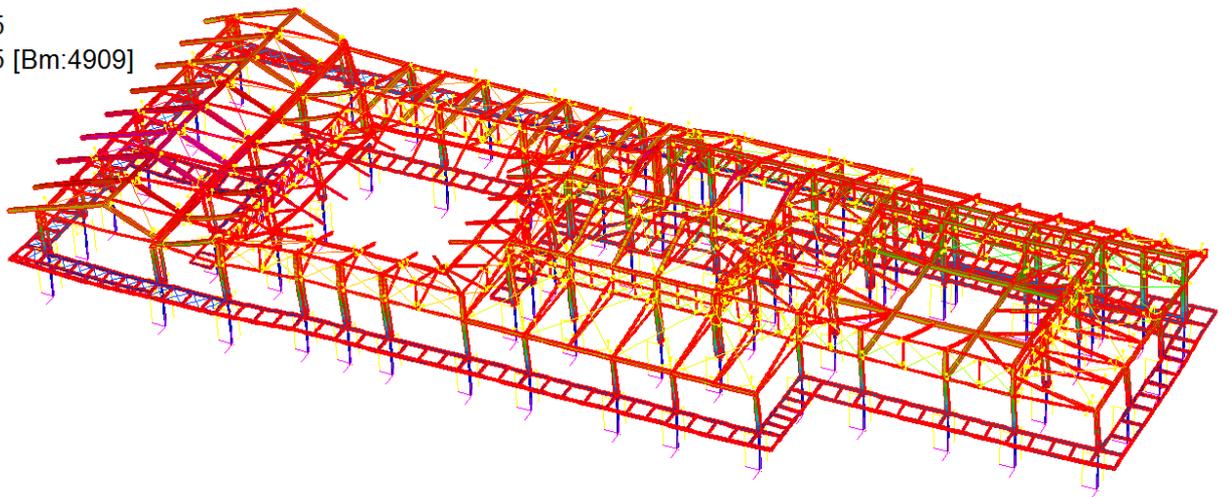
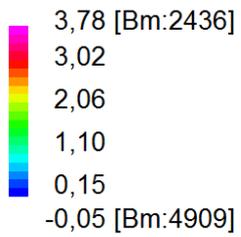
VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
FV=	3160 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	1	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	3160,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2$ =	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ $\gamma M2$ =	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,34 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	3160,00 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	3160,00 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	4,00 cm ²	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,40 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	3550 daN/cm ²	S355
e2=	4,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,56	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2$ =	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2$ =	15778 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,20 <1	OK verificato

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI IN CASO DI SISMA

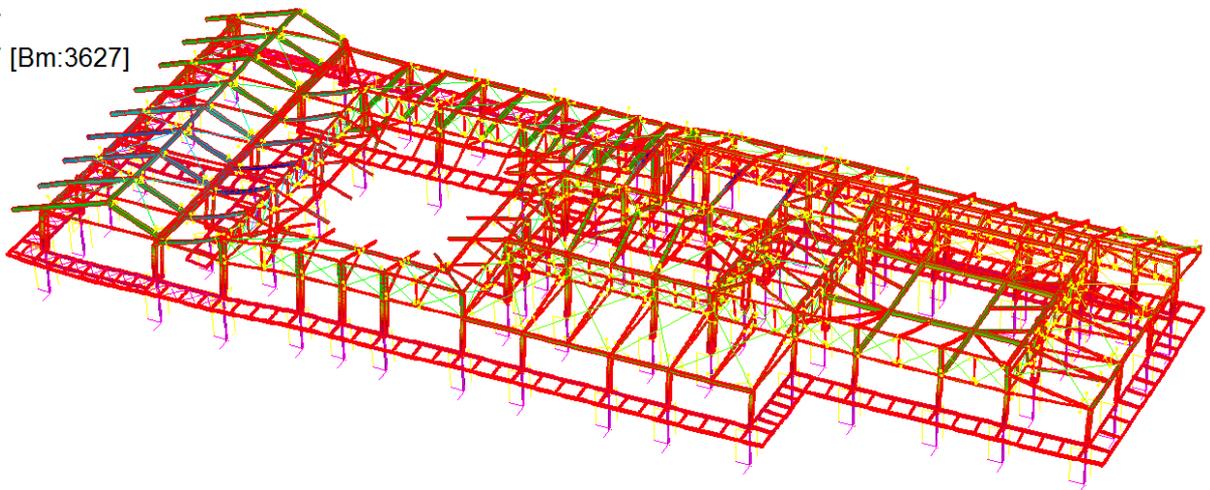
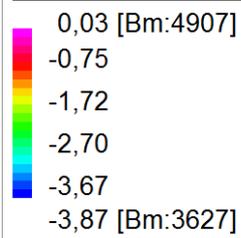
Gli spostamenti orizzontali rappresentati sono il SLV

Beam Disp:DX (cm)



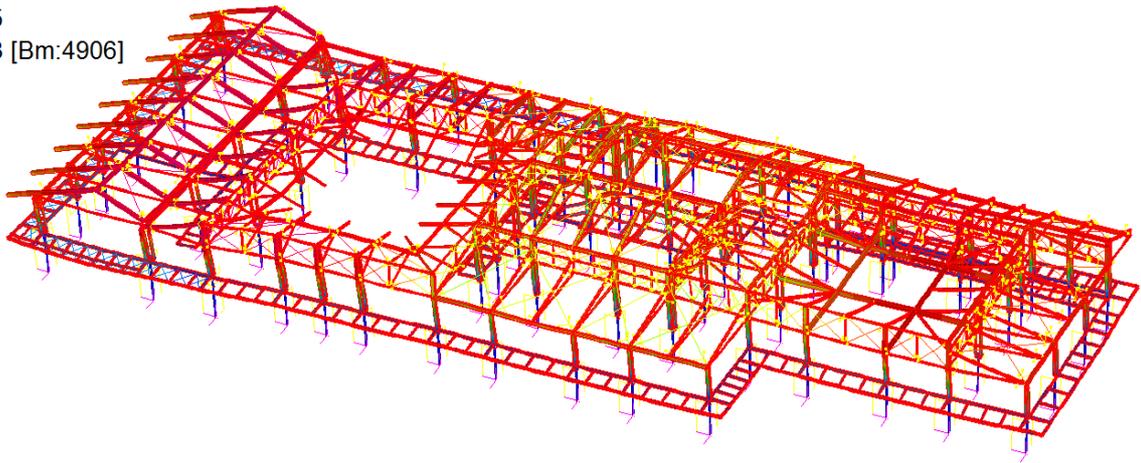
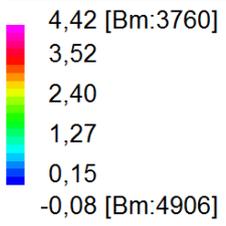
SISMA X

Beam Disp:DX (cm)



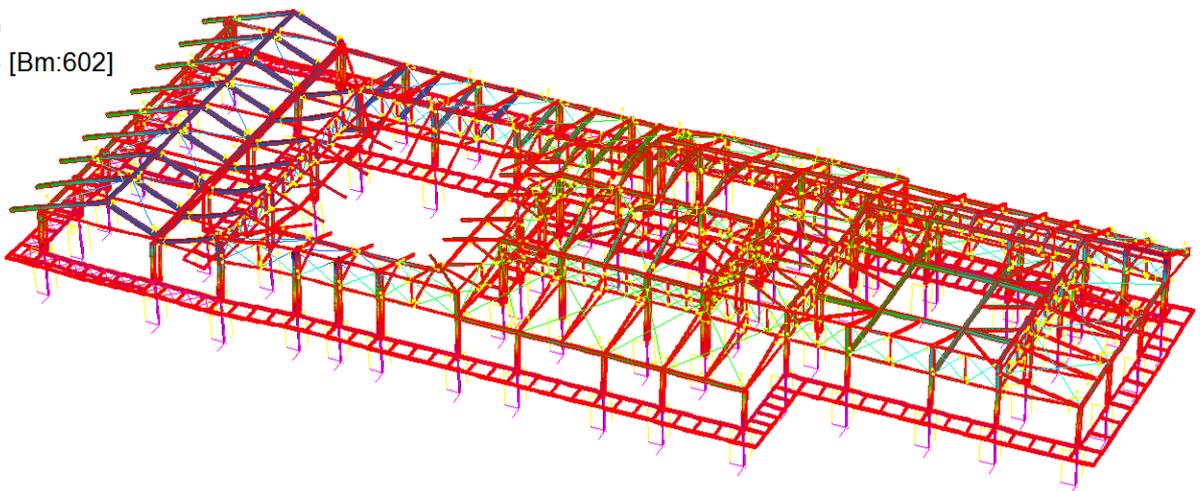
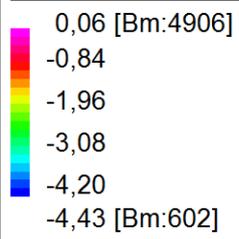
SISMA -X

Beam Disp: DY (cm)



SISMA Y

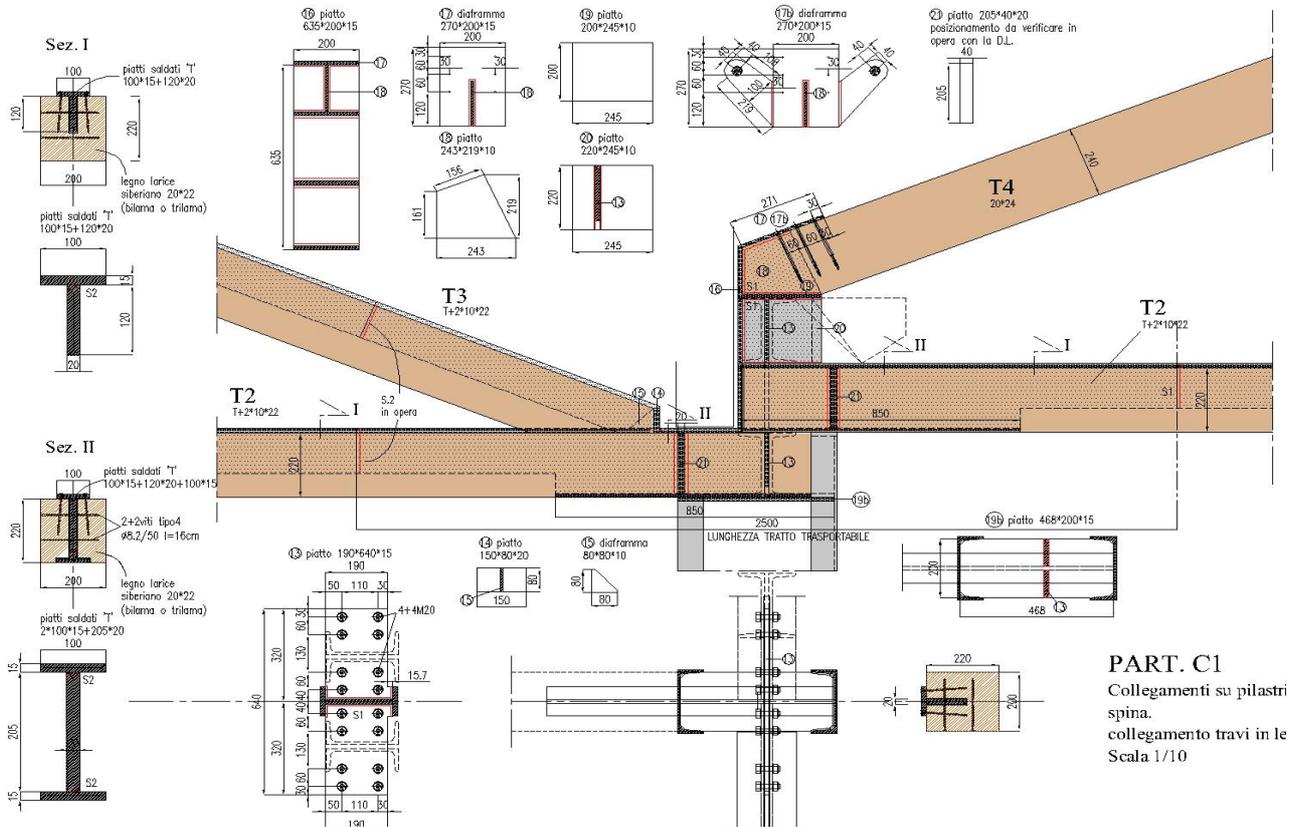
Beam Disp: DY (cm)



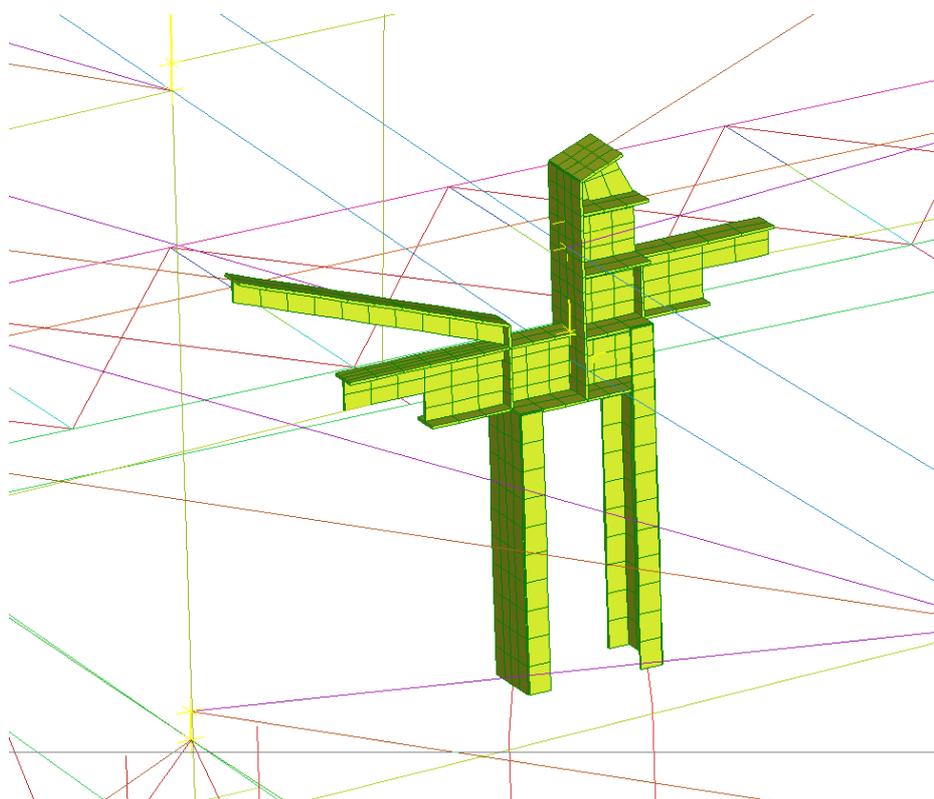
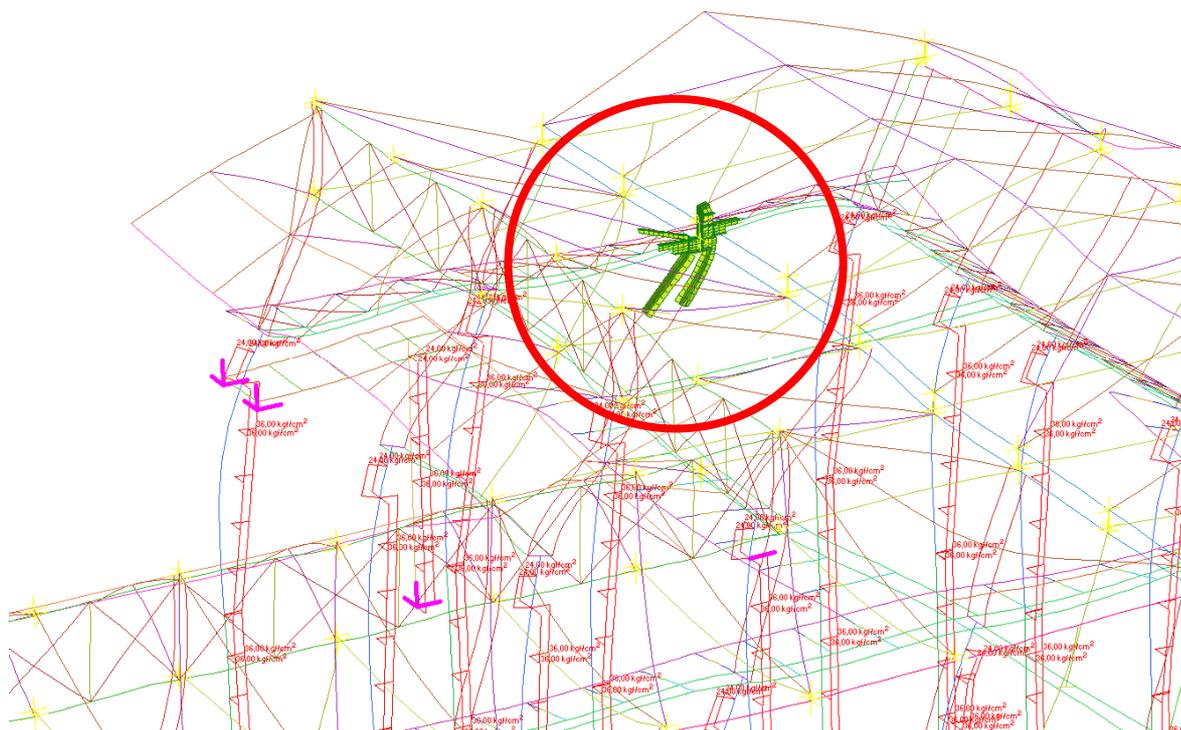
SISMA -Y

6.4.- VERIFICHE NODI CAPRIATE

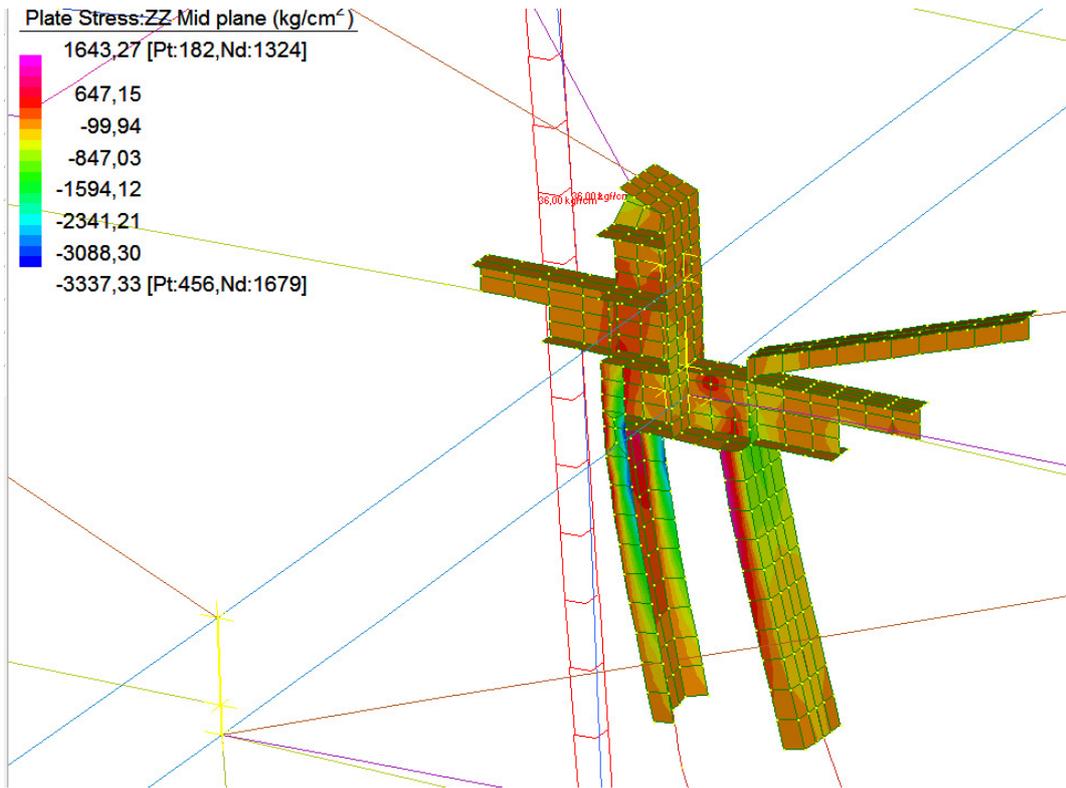
Si è modellato il nodo C1 con elementi plate e lo si è inserito nel modello globale al fine di verificare le varie parti che lo compongono.



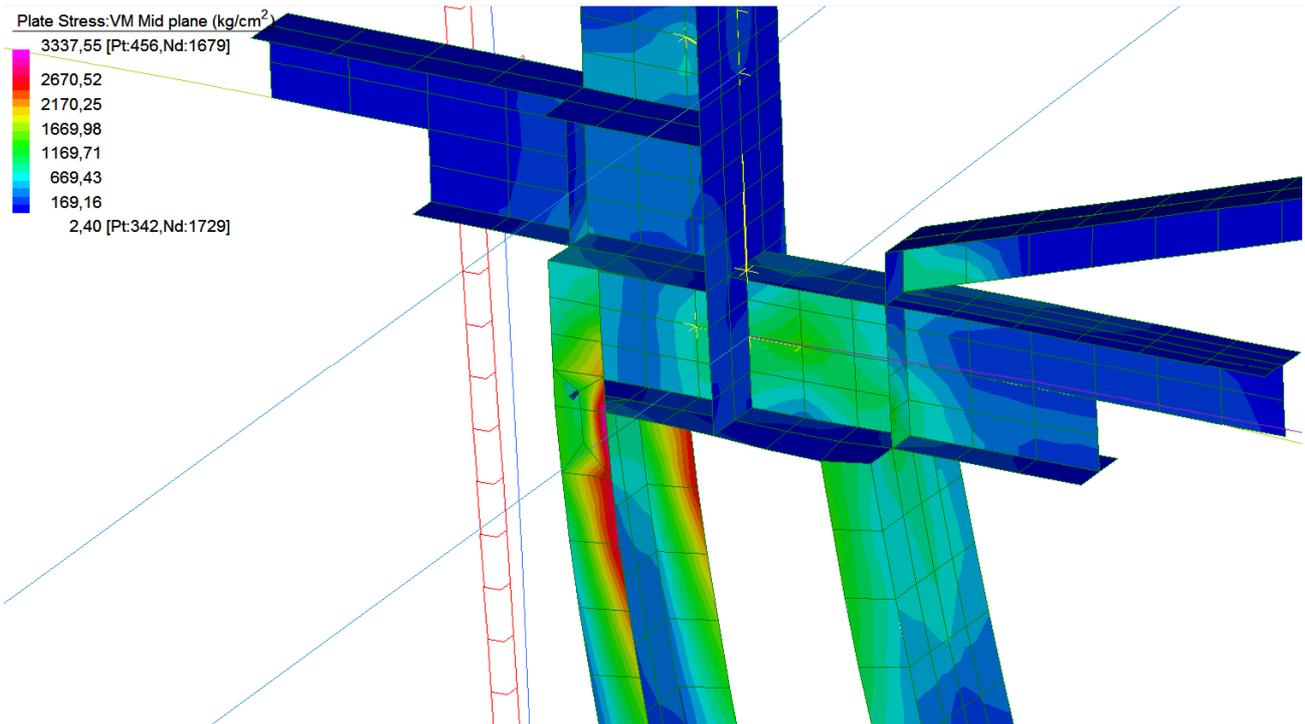
Partendo dal modello S4 senza muri di base, senza controventi e senza calastrelli.



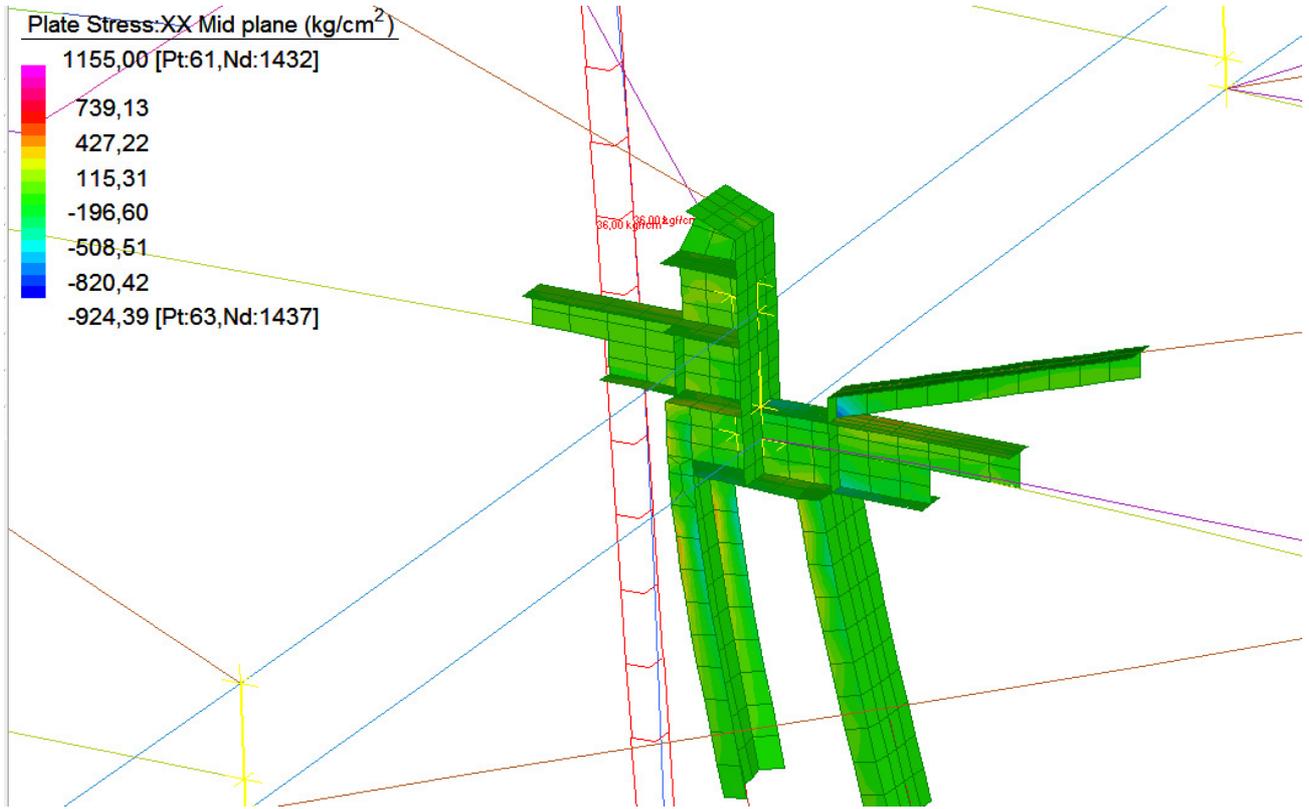
Gli elementi beam sono stati estesi all'interno e collegati ai nodi degli elementi plate per valutare correttamente carichi e azioni trasmesse.



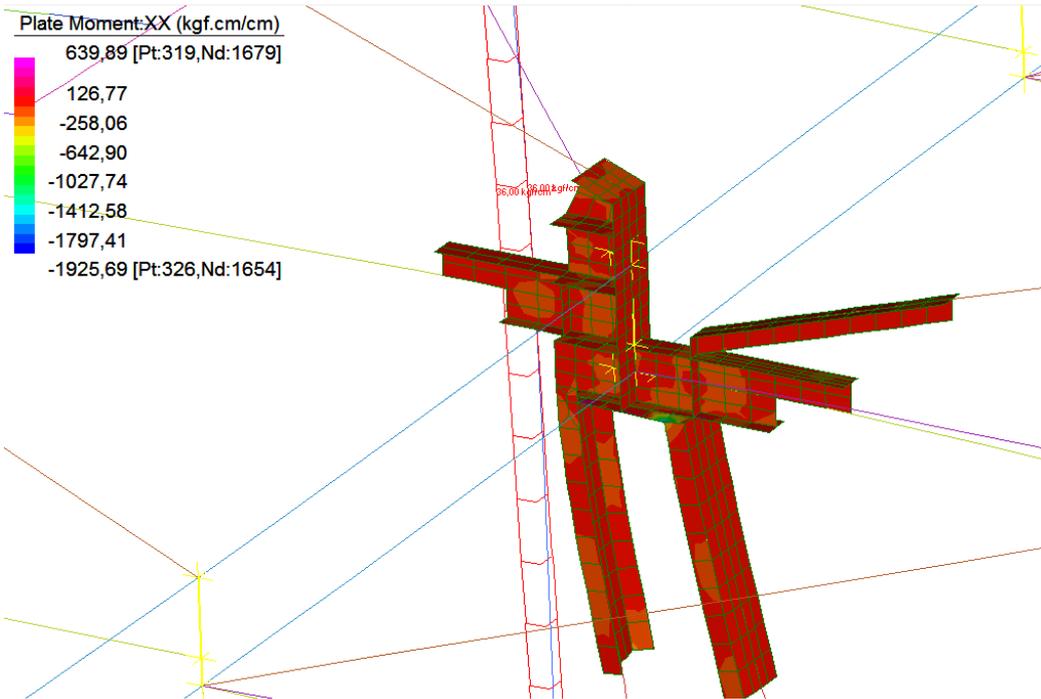
Sisma X



Sisma X stress Von Mises



Sisma X



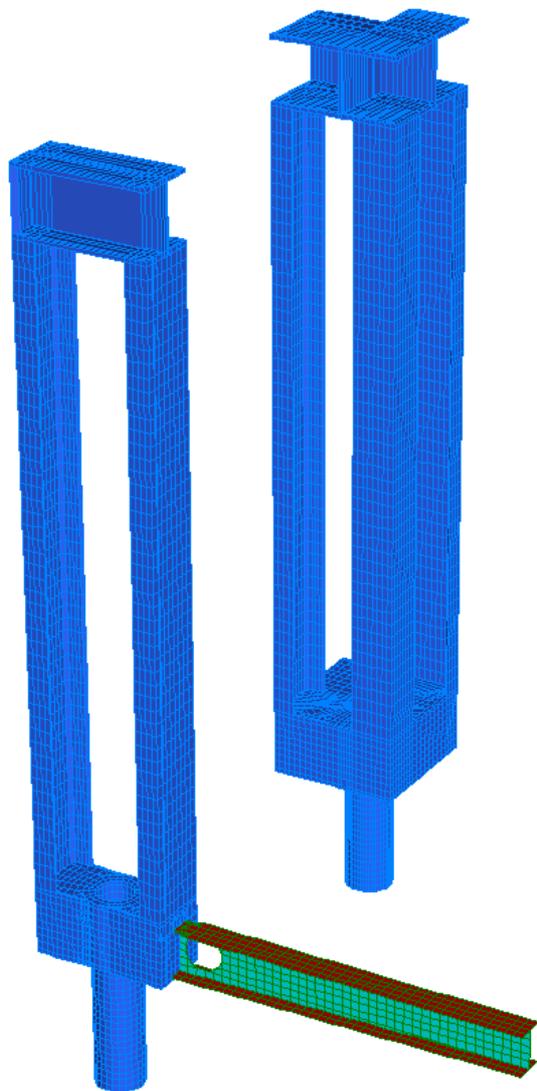
Sisma X

Verifica della flangia di base					
Ms=		(1954+300)/2*10			
verifica della flangia		11270 daNcm			
L	s	W(el)	Mrd=	Ms	Ms/Mrd
cm	cm	cm ³	W _{el} *f _{yk} /1,25	daNcm	OK
10	2	6,67	18933	11270	0,60

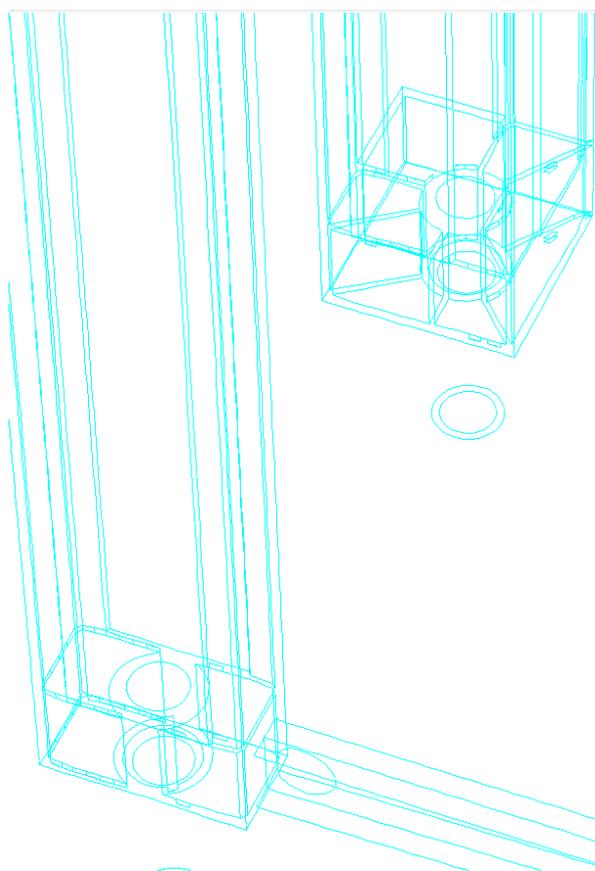
6.5.- ANALISI DI BUCKLING

VERIFICHE LOCALI PILASTRI (ELEMENTI BRICK)

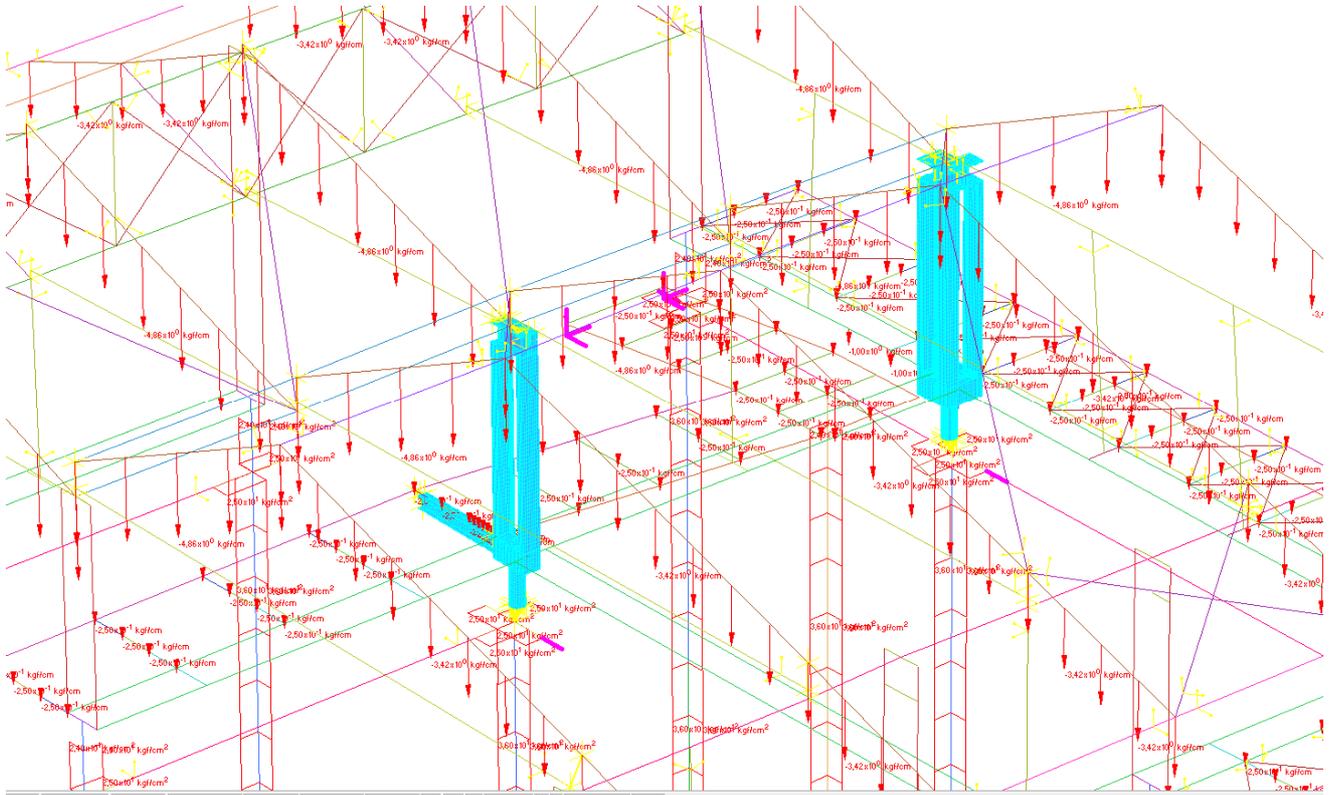
Nel seguito si riportano le verifiche dei pilastri, nella tipologia del pilastro tipo A e pilastro tipo B
Il modello è stato realizzato con elementi brick tridimensionali riportando i profili metallici e le piastre impiegate con i loro reali spessori.



Viste dei pilastri



viste piatti interni pilastri



Straus7
 LINEAR BUCKLING SOLVER
Statica SLE

SOLVER UNITS:
 Length: cm
 Mass : kg
 Force : kgf
 Stress: kg/cm²

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

-1.72332E+01 1.80824E+01 2.24945E+01 3.09616E+01 3.49756E+01 -5.14383E+01
 -5.79076E+01 6.79195E+01 -7.13441E+01 8.17220E+01 8.25620E+01 8.48428E+01
 -8.58728E+01 9.29852E+01 9.42265E+01 1.03754E+02

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

1.29464E+01 -1.40329E+01 2.16579E+01 2.87523E+01 2.95339E+01 3.14786E+01
 -4.28103E+01 4.98547E+01 5.04342E+01 -5.60341E+01 5.62507E+01 5.91946E+01
 -6.41022E+01 6.71967E+01 -8.48332E+01 1.21075E+02

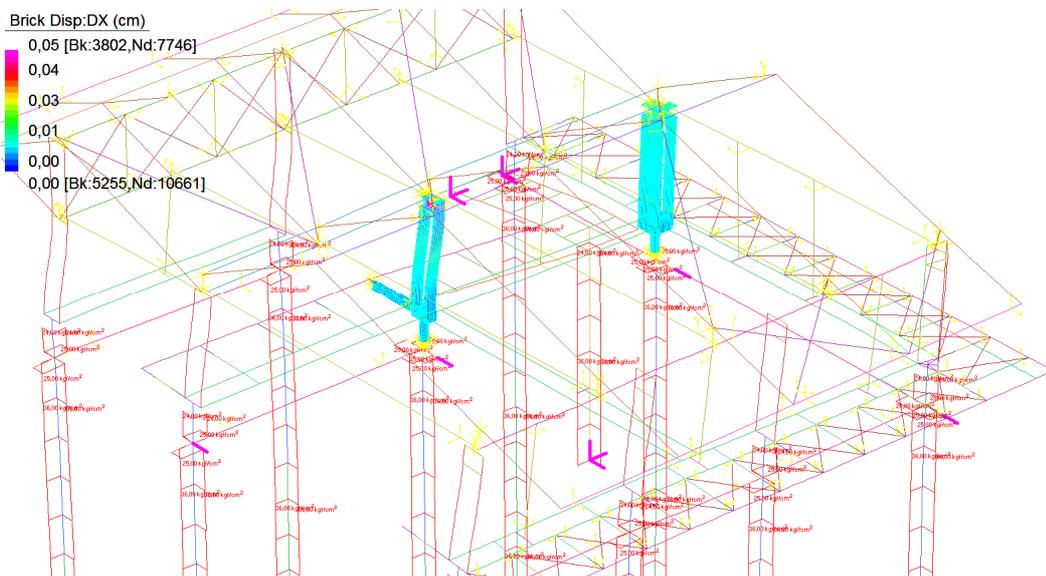
.....

FINAL BUCKLING RESULTS

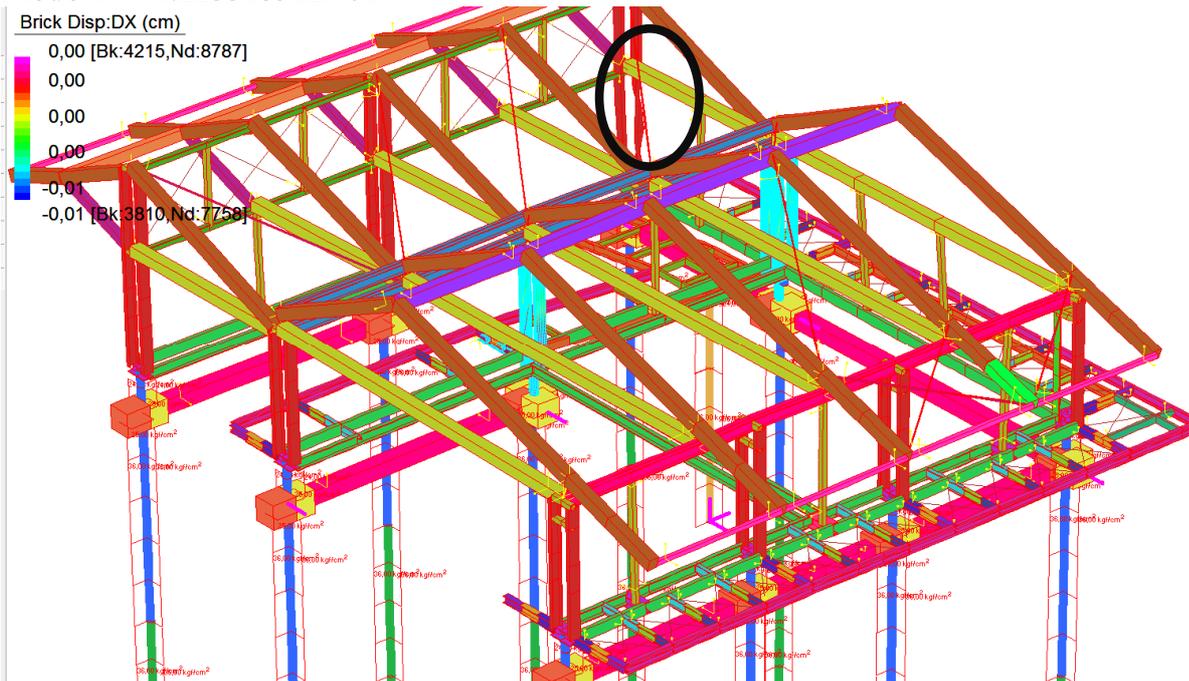
CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 1.22551831E+01
- 2 -1.27920008E+01
- 3 1.33538253E+01

- 4 -1.33952074E+01
- 5 1.59023730E+01
- 6 -1.62063457E+01 [Not Converged]
- 7 1.69797260E+01 [Not Converged]



Modo 1 1.22551831E+01



Modo 3 1.33538253E+01

I risultati ottenuti evidenziano che l'instabilità del primo modo risulta di 12.8 volte superior ai carichi previsti.

Quindi le verifiche risultano soddisfatte.

Straus7
LINEAR BUCKLING SOLVER
Sisma x

SOLVER UNITS:

Length: cm
Mass : kg
Force : kgf
Stress: kg/cm²

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

-1.49680E+01 -1.54282E+01 2.04082E+01 -2.31954E+01 2.59607E+01 2.64361E+01
-2.79720E+01 2.93475E+01 3.10829E+01 3.47226E+01 3.53027E+01 3.79567E+01
3.85835E+01 4.10993E+01 4.30019E+01 4.34190E+01 4.66578E+01 -4.99608E+01
5.02060E+01 6.24019E+01 6.44206E+01 -7.05497E+01 9.42504E+01 -1.35984E+02
-3.35106E+02 -7.74364E+02

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

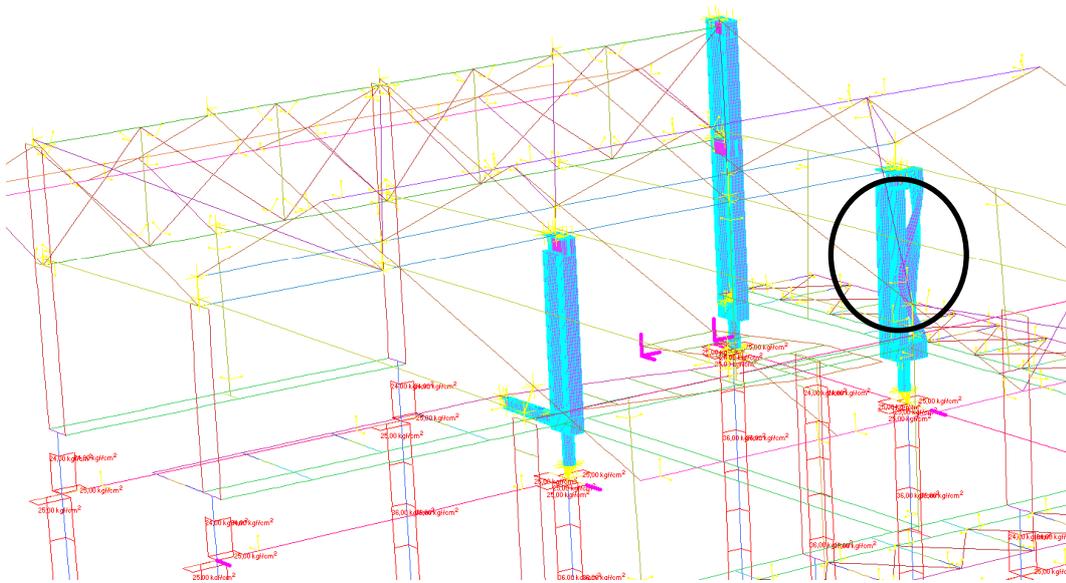
5.38576E-01 -8.13461E+00 -1.30335E+01 -1.39790E+01 1.57302E+01 -1.59468E+01
-1.92765E+01 2.02334E+01 2.18155E+01 2.47314E+01 2.56865E+01 2.65704E+01
2.78505E+01 2.88837E+01 2.99852E+01 3.19551E+01 3.46827E+01 3.55050E+01
3.86462E+01 4.21134E+01 4.93360E+01 5.69023E+01 5.88362E+01 -6.95220E+01
1.13392E+02 -7.27365E+03

.....
.....

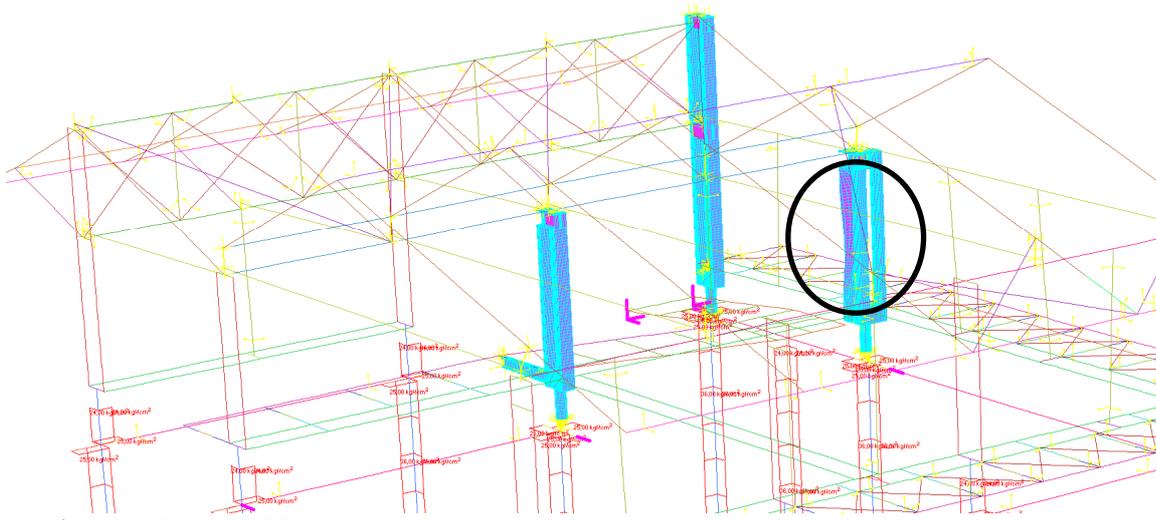
FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

1 6.45534340E+00
2 -6.72336483E+00
3 -7.08604166E+00
4 -7.20731190E+00
5 8.56177024E+00
6 -9.80541854E+00 [Not Converged]
7 -9.91065350E+00 [Not Converged]
8 -1.02990931E+01
9 -1.04537062E+01
10 -1.10087227E+01
11 1.10319300E+01 [Not Converged]
12 1.11528379E+01



Modo 1 6.45534340E+00



Modo 5 8.56177024E+00

Si considera ora la condizione senza muretti di base ma solo pali

Straus7

LINEAR BUCKLING SOLVER

Sisma x

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

2.33457E+01 2.62831E+01 2.91084E+01 3.14532E+01 3.24909E+01 3.31799E+01
3.48389E+01 3.53463E+01 3.54512E+01 3.75347E+01 4.07201E+01 4.53377E+01
4.68288E+01 4.82735E+01 5.06531E+01 -5.19035E+01 -5.82910E+01 6.08692E+01
6.21927E+01 6.40386E+01 -6.63833E+01 -8.59437E+01 8.88846E+01 1.19698E+02
-7.50676E+02 -4.56496E+03

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

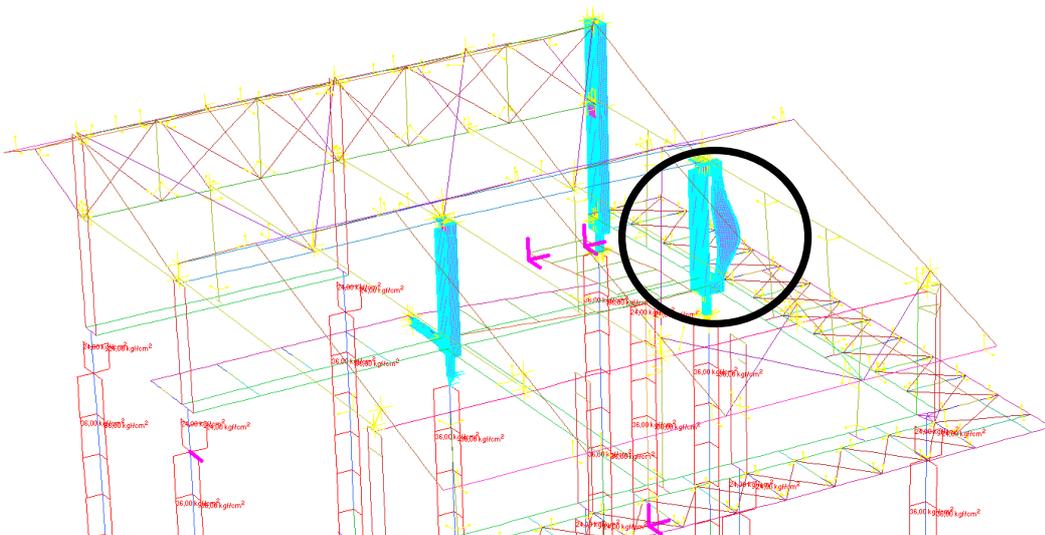
-5.15073E-01 1.81872E+01 2.25222E+01 2.38608E+01 2.54834E+01 2.56803E+01
2.59254E+01 2.73868E+01 2.82933E+01 2.87634E+01 3.12208E+01 3.22907E+01
3.25878E+01 -3.28793E+01 3.34282E+01 3.76045E+01 4.00979E+01 4.47181E+01
4.70951E+01 4.94482E+01 -5.04694E+01 -5.72003E+01 5.81942E+01 -6.24897E+01
7.46081E+01 3.78272E+11

.....
.....

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 -2.30400011E-01
- 2 5.87982413E+00
- 3 -6.27868545E+00
- 4 6.28885664E+00
- 5 -6.42677465E+00
- 6 -6.74955982E+00
- 7 7.94388189E+00



Modo 2 5.87982413E+00

Tempo d'incendio minimo

0

Geometria

h: altezza del pilastro

250 cm

Materiale

Tipo: acciaio laminato a caldo

Classe: sezione

		S355				γ_{M1} :	1,05	
	f_{yk} :	1	daN/cm ²	c/t :	18,56	$\leq 72 \epsilon$	ϵ :	0,81
		3550		t ≤ 40			f_{tk} :	5100 daN/cm ²
E :		2E+06	daN/cm ²	$\frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$			ρ_k :	7850 daN/m ³
	v :	0,3						

Sezione

Profilo:

UPN220

c: **16,7** cm

t: **0,9** cm

pp: peso proprio

29,4 daN/m

A: **37,4** cm²

Instabilità:

l_c : lunghezza libera

inflessione

$\beta \cdot h$

175,0 cm

β : **0,7**

Compressione:

i_x : **8,48** cm

i_y : **2,3** cm

Snellezza

λ_x : **21**

λ_y : **76,09**

λ : **76**

$\rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 3580,1$ daN/cm²

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$

$N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A = 133897$ daN

1,00

α : **0,21** Φ : $0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

1,08

χ : $\frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,67$ **< 1**

Flessione:

W_{plx} : **292** cm³

W_{ply} : **64,1** cm³

λ_x : **21**

λ_y : **76**

$\sigma_{crx} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 48667,0$ daN/cm²

$\sigma_{cry} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 3580,1$ daN/cm²

$\sigma_{cr} \cdot W_{ply}$

$\bar{\lambda}_{LTx} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr} \cdot W_{plx}}{M_{crx}}} = 0,27$ 142108 daNm

$\bar{\lambda}_{LTy} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr} \cdot W_{ply}}{M_{cry}}} = 1,00$ 2295 daNm

α_{LT} : **0,34** $\bar{\lambda}_{LT,0}$: **0,2** β : **0,8**

$\Phi_{LTx} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LTx} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LTx}^2] = 0,54$

$\Phi_{LTy} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LTy} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LTy}^2] = 1,03$

k_{cx} : **0,91**

k_{cy} : **0,77**

$f_x = \frac{1 - 0,5 \cdot (1 - k_{cx}) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LTx} - 0,8)^2]}{f_y} = 0,98$

$f_y = \frac{1 - 0,5 \cdot (1 - k_{cy}) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LTy} - 0,8)^2]}{f_y} = 0,89$

$\chi_{LTx} = \frac{1}{f_x \cdot \Phi_{LTx} + \sqrt{\Phi_{LTx}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LTx}^2}} = 0,995$ **verif**

$\chi_{LTy} = \frac{1}{f_y \cdot \Phi_{LTy} + \sqrt{\Phi_{LTy}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LTy}^2}} = 0,720$ **verif**

6.6- STRUTTURE DI FONDAZIONE- PALI

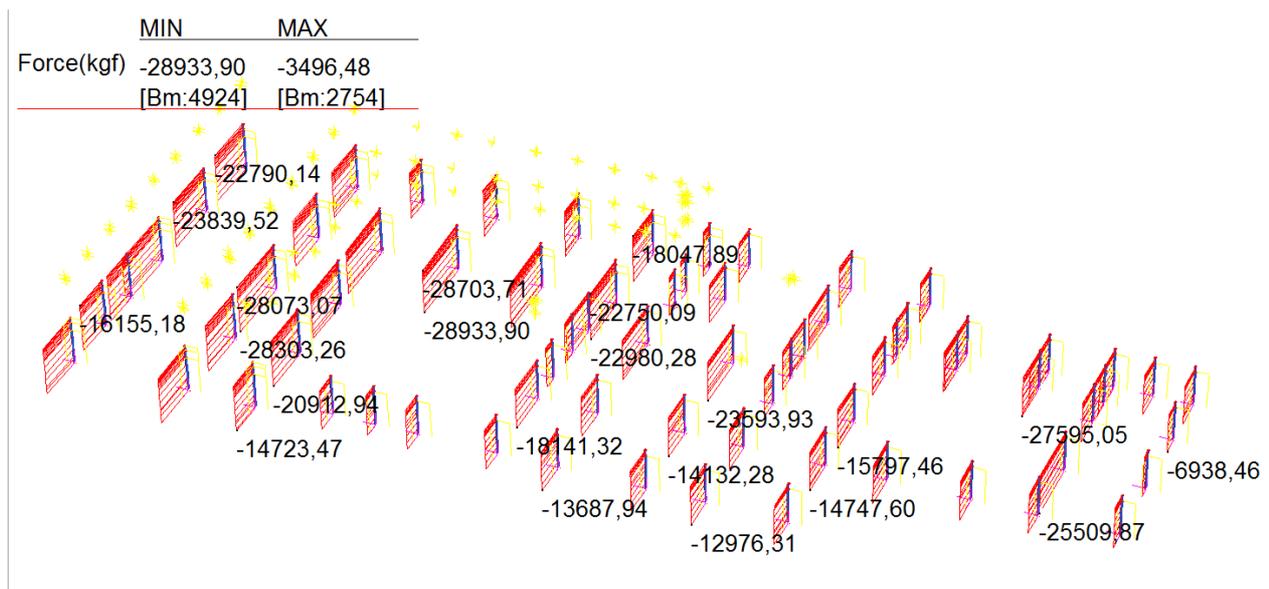
MODELLO STATICO GLOBALE partendo da modello S1

Nel seguito si riportano le verifiche dei pali di fondazione in condizioni statiche e sismiche.

I pali previsti sono con camicia da 168*16 di lunghezza 15m la sbulatura data dalle valvole è prevista da circa 250mm.

I carichi verticali sono quelli effettivi senza considerare il peso del muro o la sua interazione con i pali anche come capacità portante.

Nel modello Alla base delle colonne è stato applicato un vincolo a cerniera nelle tre direzioni non cedevole in verticale, e i carichi verticali anche in base alle prove di carico non superano mai il carico massimo sopportabile dal palo. Tali ipotesi sui vincoli alla base sono state considerate per il modello f.e.m. in fase sismica anche per il modello f.e.m. utilizzato per lo studio degli elementi sotto l'azione dei carichi statici e riportato nei vari capitoli.



Palo maggiormente sollecitato SLU $R_e = -28933$ daN

Portanza di progetto del palo con profondità 14m entroterra $R_{cd} = 44690$ daN

$$R_e/R_{cd} = 28933/378300 = 0,7765 < 1$$

OK VERIFICATO

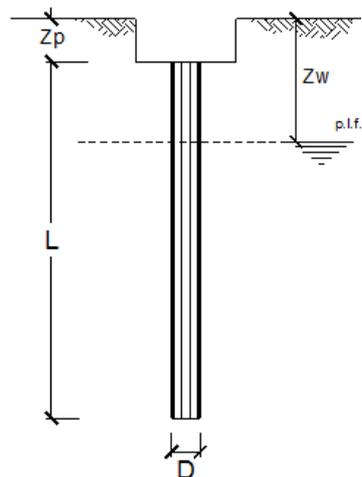
SI RIPORTA IL CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL PALO TITAN

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: PALI TITAN

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0,24 (m) Area del Palo (Ap): 0,043 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0,50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 2,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 162 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 127 (kN)
 Numero di strati 4  L_{palo} = 14,00 (m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s	
					γ _G
Metodo di calcolo					
Stato limite ultimo	●	1,00	1,30	1,60	1,30
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	○	1,00	1,30	1,50	1,30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ ₃	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,00	1,10
ξ ₄	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08	1,00	1,00

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	C' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	C _u med (kPa)	C _u min (kPa)
1	2,20	saabbia limo argillosa	18,00	0,0	0,0	29,0	29,0	0,0	0,0
2	4,30	limo sabbioso poco consistente	19,00	0,0	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
3	2,50	sabbia limosa	18,50	0,0	0,0	33,0	33,0	0,0	0,0
4	5,00	sabbia poco limosa	19,00	0,0	0,0	38,0	38,0	0,0	0,0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,52	0,55		0,0
0,74	0,27		0,0
0,46	0,65		0,0
0,38	0,78		0,0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno
1	2,20	saabbia limo argillosa
2	4,30	limo sabbioso poco consistente
3	2,50	sabbia limosa
4	5,00	sabbia poco limosa

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
12,8				
38,4				
49,6				
137,5	80,85	0,00	#####	513,9

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
12,8				
38,4				
49,6				
137,5	80,85	0,00	11848,4	513,9

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$

$N_d = 327,1 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = 513,9 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 238,4 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 752,3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = 513,9 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 238,4 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 752,3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 386,4 \text{ (kN)}$

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 179,2 \text{ (kN)}$

$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 565,6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

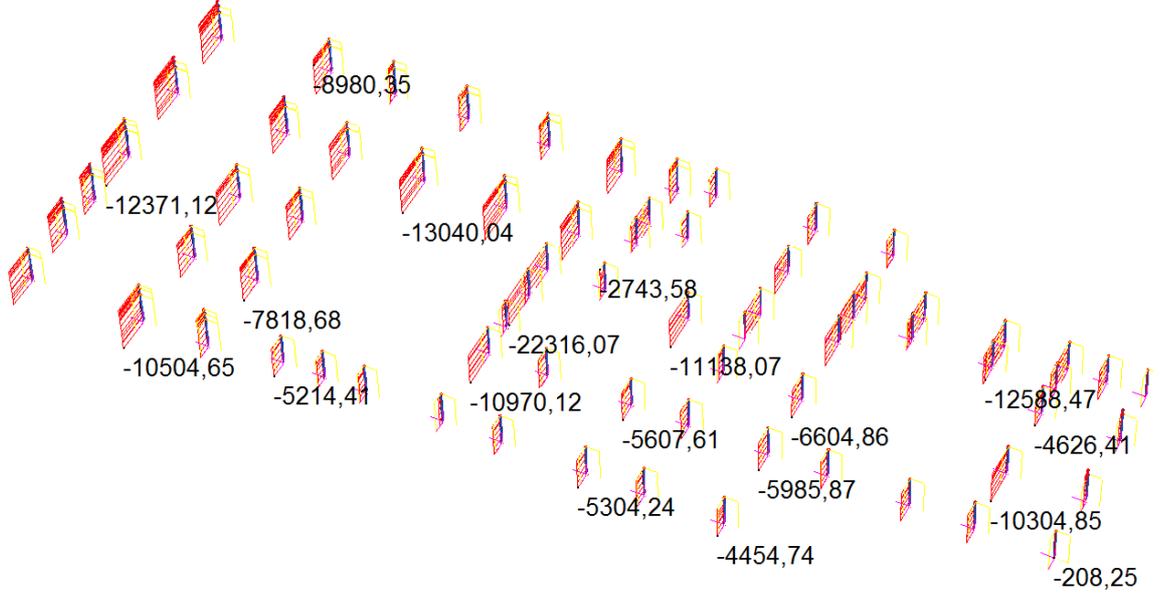
$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$

$R_{c,d} = 379,4 \text{ (kN)}$

$F_s = R_{c,d} / N_d$

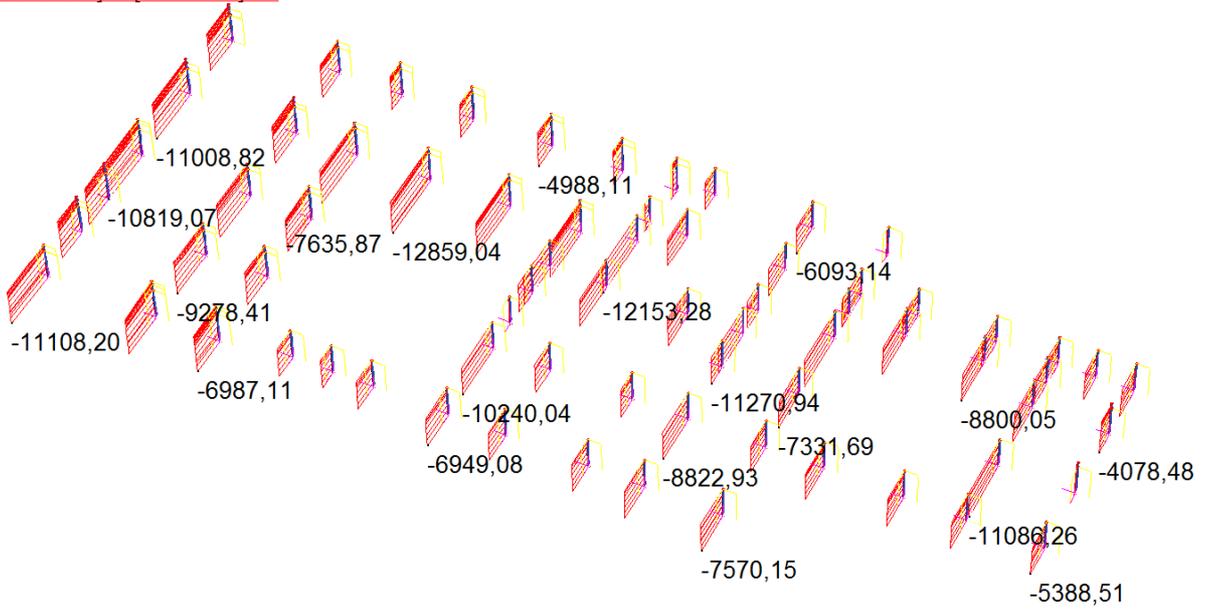
$F_s = 1,16$

	MIN	MAX
Force(kgf)	-22316,07	-79,47
	[Bm:2012]	[Bm:2029]



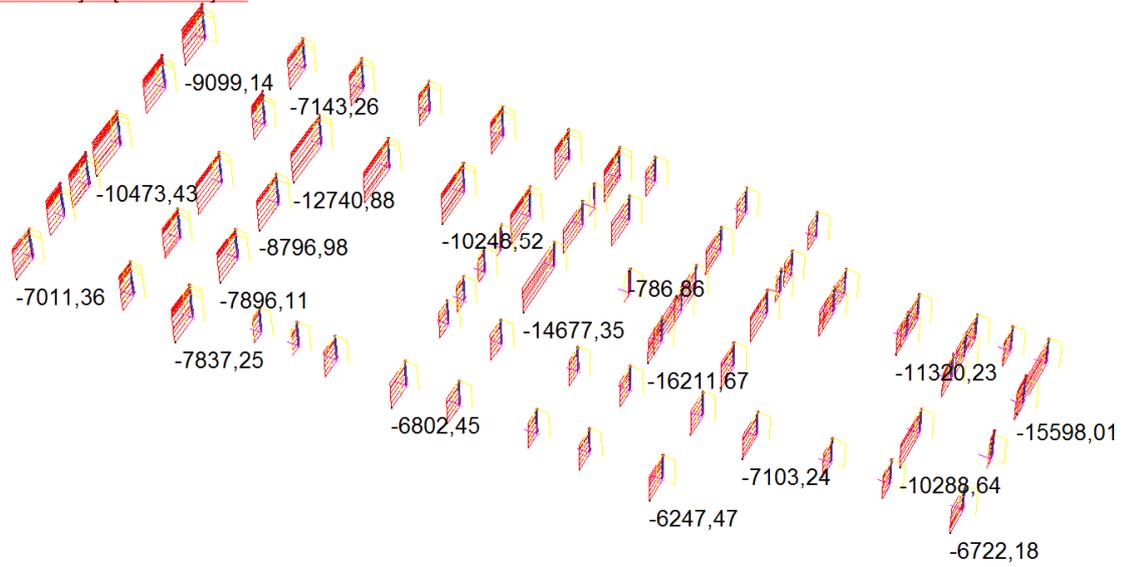
VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE CON SISMA X

	MIN	MAX
Force(kgf)	-12859,04	-349,17
	[Bm:4924]	[Bm:2011]



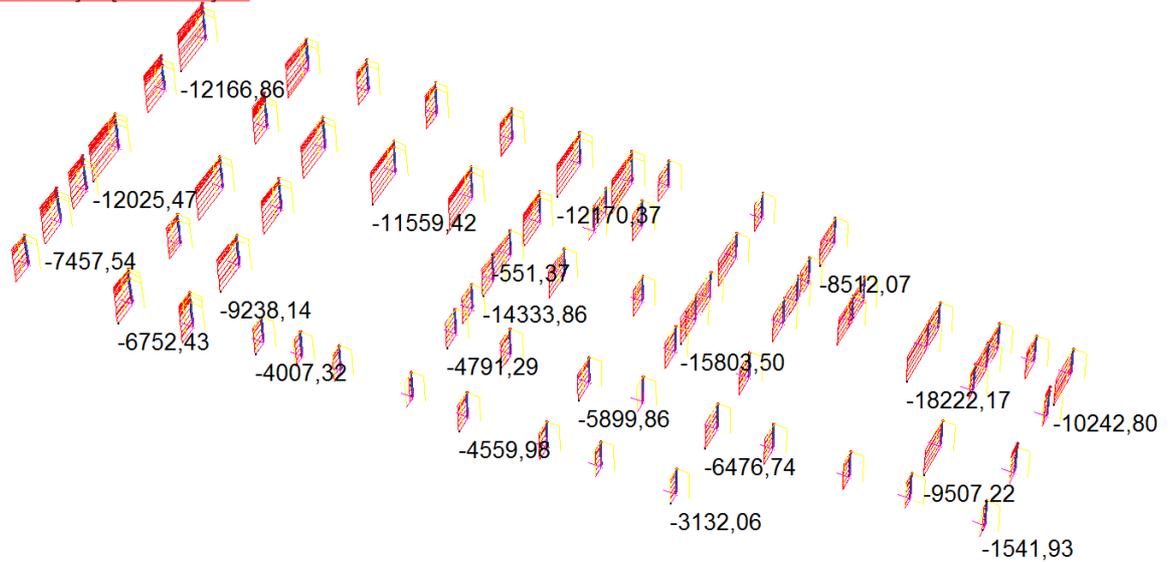
VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE CON SISMA Y

	MIN	MAX
Force(kgf)	-16211,67	-123,69
	[Bm:2050]	[Bm:2042]



VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE CON SISMA -X

	MIN	MAX
Force(kgf)	-18222,17	-134,97
	[Bm:2036]	[Bm:2049]

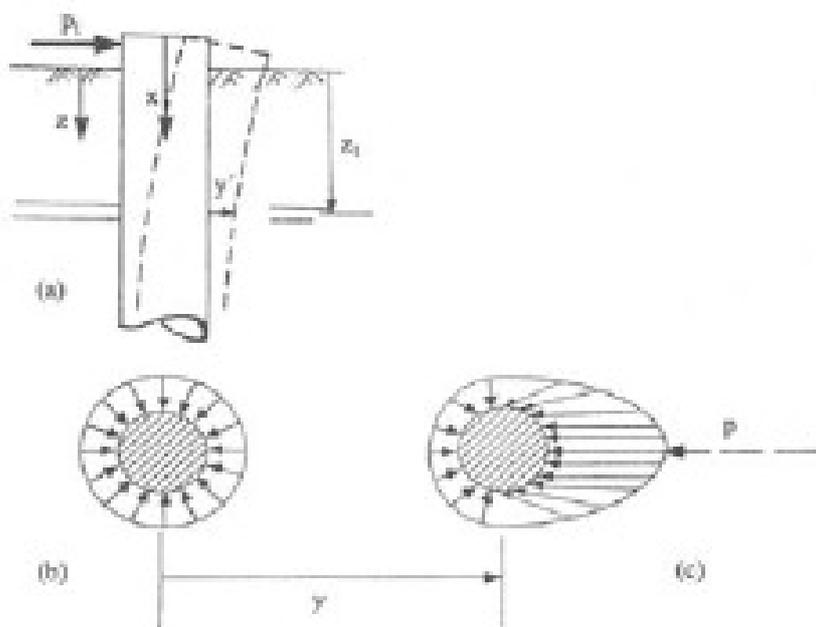


VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE CON SISMA -Y

OK I PALI SONO SEMPRE IN COMPRESSIONE

VERIFICHE SPINTE LATERALI PALI

Si consideri un palo ad asse verticale, con sezione circolare, immerso in un terreno omogeneo. Inizialmente le tensioni normali agenti sulla superficie laterale del palo presentano una distribuzione assialsimmetrica, la cui risultante è nulla (figura.b). Quando il palo è soggetto, in testa, ad una forza orizzontale e/o ad una coppia applicata, si induce una traslazione y all'interno del terreno (figura.a). Il diagramma delle tensioni del terreno, conseguentemente, si modifica; le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo, viceversa, diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale. Lungo i bordi del palo, le tensioni orizzontali presentano una componente normale ed una tangenziale. La risultante p [F/L] di tali azioni sarà posta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso (figura c).

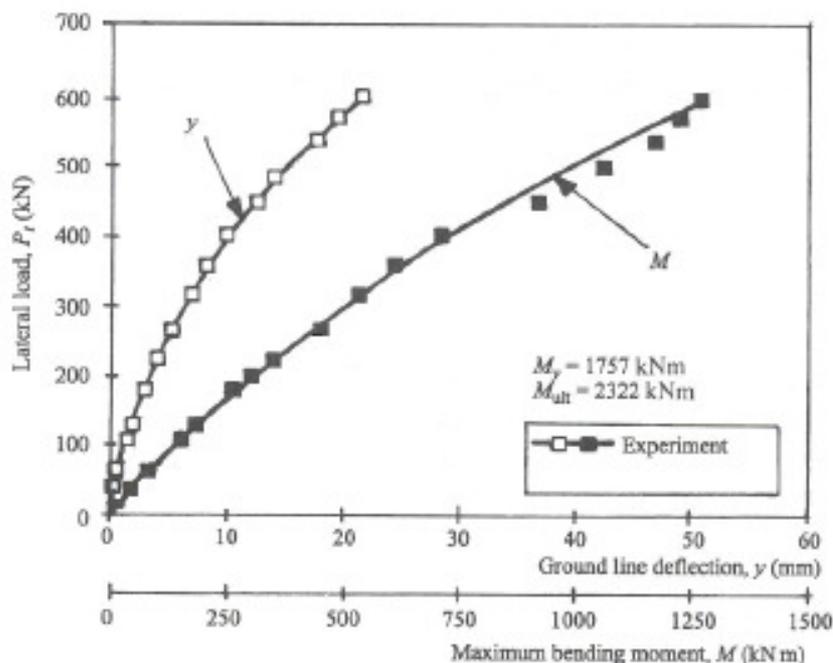


Tensioni normali del terreno(statica) Tensioni con spinta sul palo

Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo, invece, tende a raggiungere la condizione di collasso. A profondità maggiori, il terreno tende a scorrere defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo a tergo. Alla luce di queste considerazioni risulta evidente come la reazione del terreno p dipenda sia dall'entità dello spostamento y raggiunto dal palo sia dalla quota di riferimento z .

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti flettenti massimi, è di tipo non

lineare. Un esempio di curva carichi – spostamenti in testa al palo e di curva carichi – momenti flettenti massimi agenti lungo il fusto del palo è riportata in figura sottostante



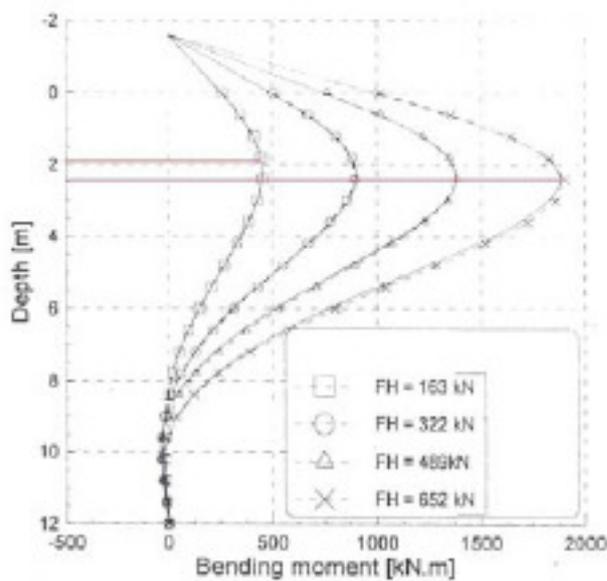
Curve sperimentali carichi – spostamenti e carichi – momenti flettenti massimi (da Reese et al., 1975)

Gli spostamenti di un palo soggetto ad azioni orizzontali sono generalmente confinati nella sua porzione superiore. Raramente si osservano spostamenti significativi a profondità superiori ai primi 10 diametri al di sotto del piano campagna (FLEMING ET AL., 1985).

Poiché gli spostamenti del palo sono confinati nei primi diametri di profondità, risulta evidente come la risposta del sistema palo – terreno alle sollecitazioni orizzontali dipenda essenzialmente dalle caratteristiche meccaniche del terreno prossime al piano campagna. A fini progettuali, o al fine di realizzare un'analisi a ritroso di una prova di carico, riveste dunque particolare importanza la corretta

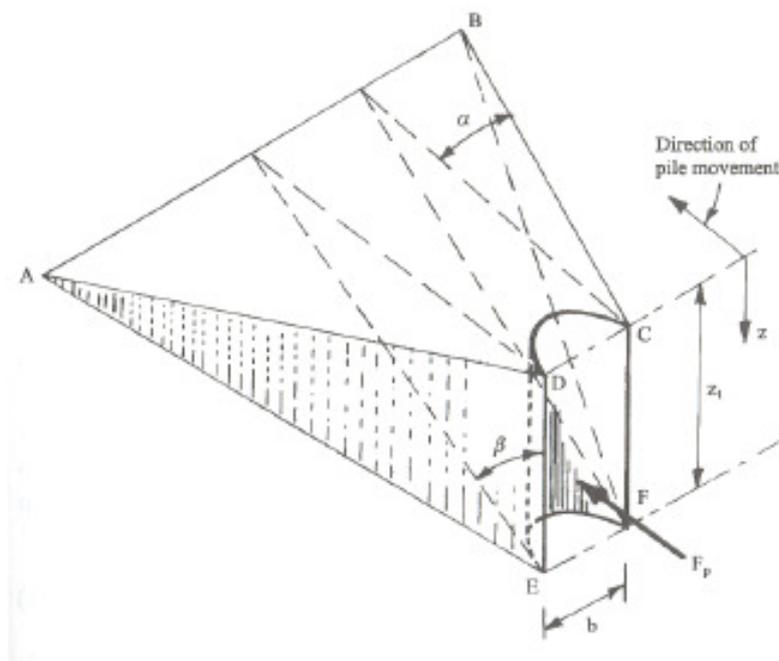
caratterizzazione delle proprietà meccaniche del terreno in corrispondenza dei primi metri di profondità.

Per quanto attiene alle sollecitazioni, il momento flettente massimo agente sul palo si rinviene in testa al palo, nell'ipotesi che la testa sia impedita di ruotare, o lungo il suo fusto, nell'ipotesi che la testa sia libera di ruotare. La profondità alla quale si verifica il momento flettente massimo, nel secondo caso, è ancora una volta ridotta, corrispondente a pochi diametri di palo. La profondità della sezione di momento massimo dipende in primo luogo dalla rigidità relativa palo – terreno.



Progressivo aumento della profondità della sezione di momento massimo, al crescere del carico FH (da Remaud et al., 1998)

Gli effetti delle modifiche indotte dalla tecnologia di realizzazione del palo sullo stato tensionale del terreno nell'area ad esso immediatamente circostante sulla risposta del palo caricato da azioni orizzontali sono molto minori. Ciò è motivato dal fatto che il volume che condiziona il comportamento del palo sotto carichi orizzontali è molto maggiore di quello relativo ai carichi verticali, e quindi meno influenzato dagli effetti della installazione del palo stesso. In figura sottostante si riporta, in forma qualitativa, una tipica rappresentazione del cuneo di terreno responsabile della risposta sotto azioni orizzontali.

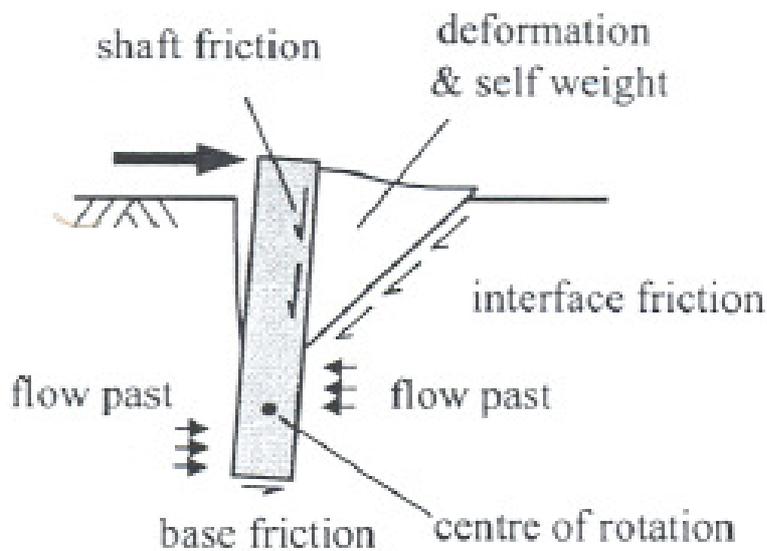


Cuneo di terreno responsabile della risposta alle azioni orizzontali (da Reese & Van Impe, 2001)

A profondità superficiali, minori di un diametro, il palo si comporta, nei confronti del terreno, come un muro di sostegno. In condizioni di rottura, si genera un cuneo di terreno che viene spinto via dal palo; la pressione limite agente sul palo sarà pari a:

$$p_u = K_p \cdot \sigma'_z$$

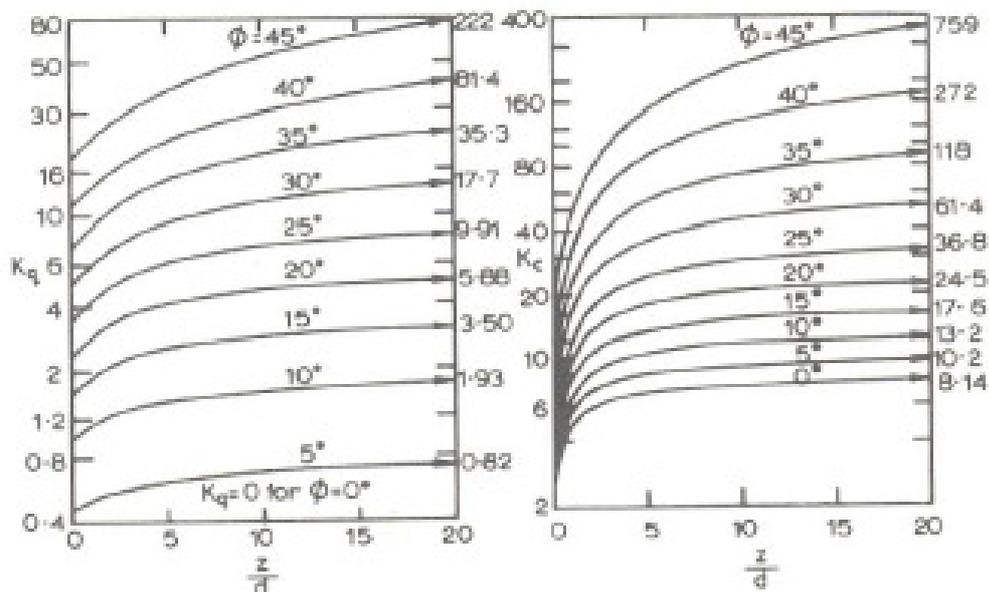
dove σ'_z rappresenta lo stato tensionale verticale effettivo nel terreno, e K_p è il coefficiente di spinta passiva di Rankine



Per il caso generale di un terreno attrittivo, risulta, alla generica profondità z :

$$p_u = K_q \cdot \sigma'_z$$

$$P_u = p_u \cdot D$$



Andamenti dei parametri K_q e K_c di Brinch – Hansen, 1961 (da Poulos & Davis, 1980).

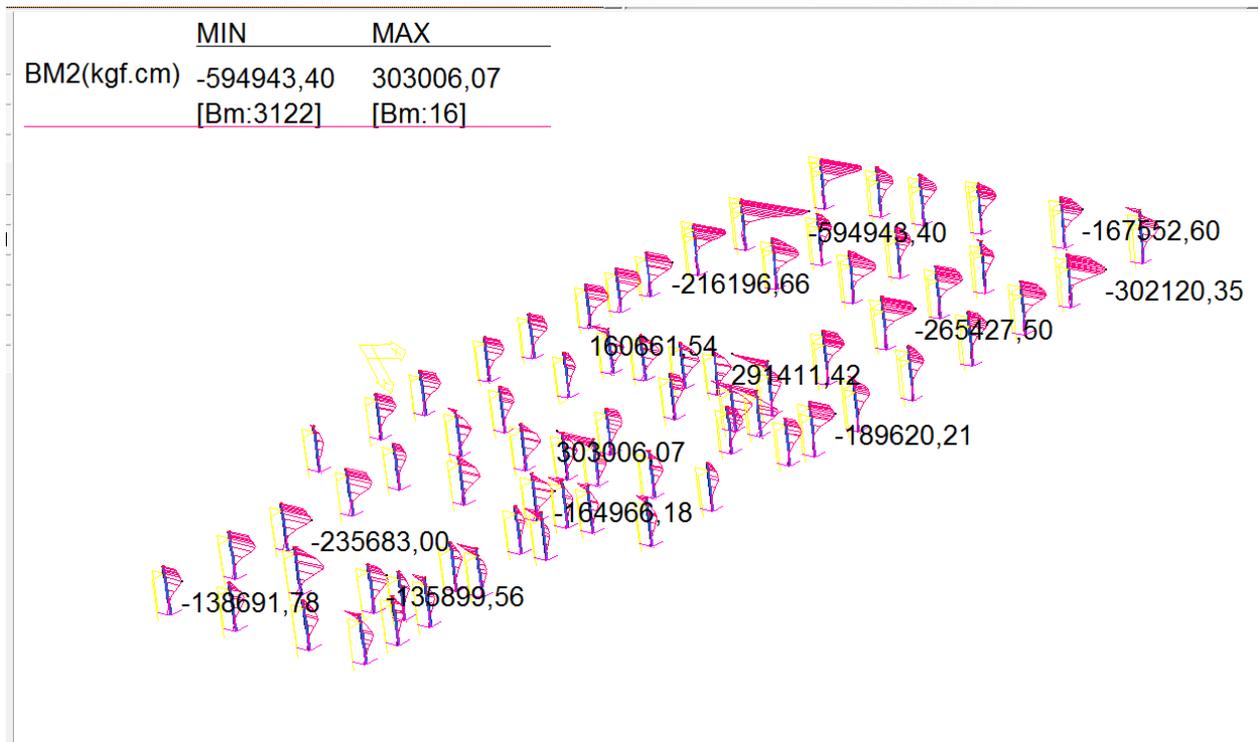
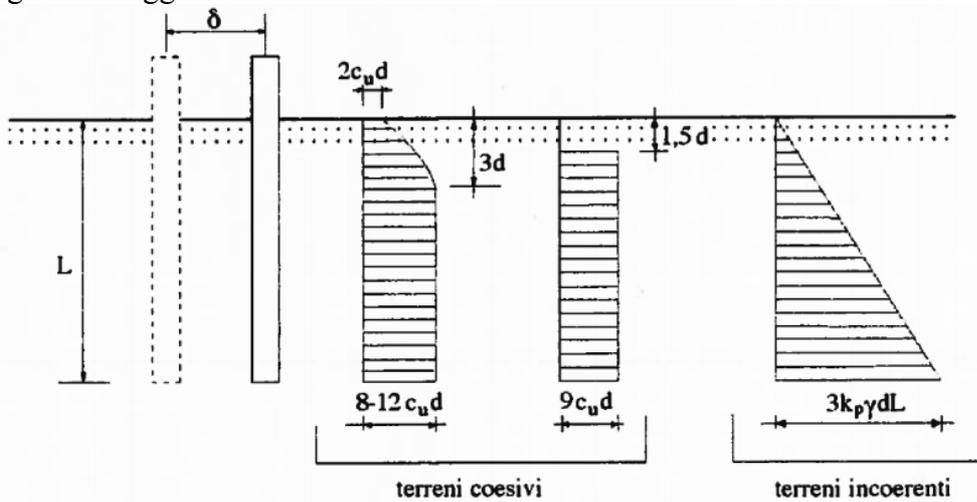
Un'altra proposta relativa al profilo delle pressioni limite in terreni incoerenti, molto utilizzata a fini ingegneristici, risale a BROMS (1964b). Sulla base dell'evidenza sperimentale, l'autore ha proposto:

$$P_u = p_u \cdot D = 3K_p \cdot \sigma'_v \cdot D$$

Un profilo intermedio tra i due precedentemente proposti suggerisce di considerare p_u proporzionale al quadrato del coefficiente di spinta passiva K_p (BARTON, 1982). La reazione limite per unità di lunghezza è pari a:

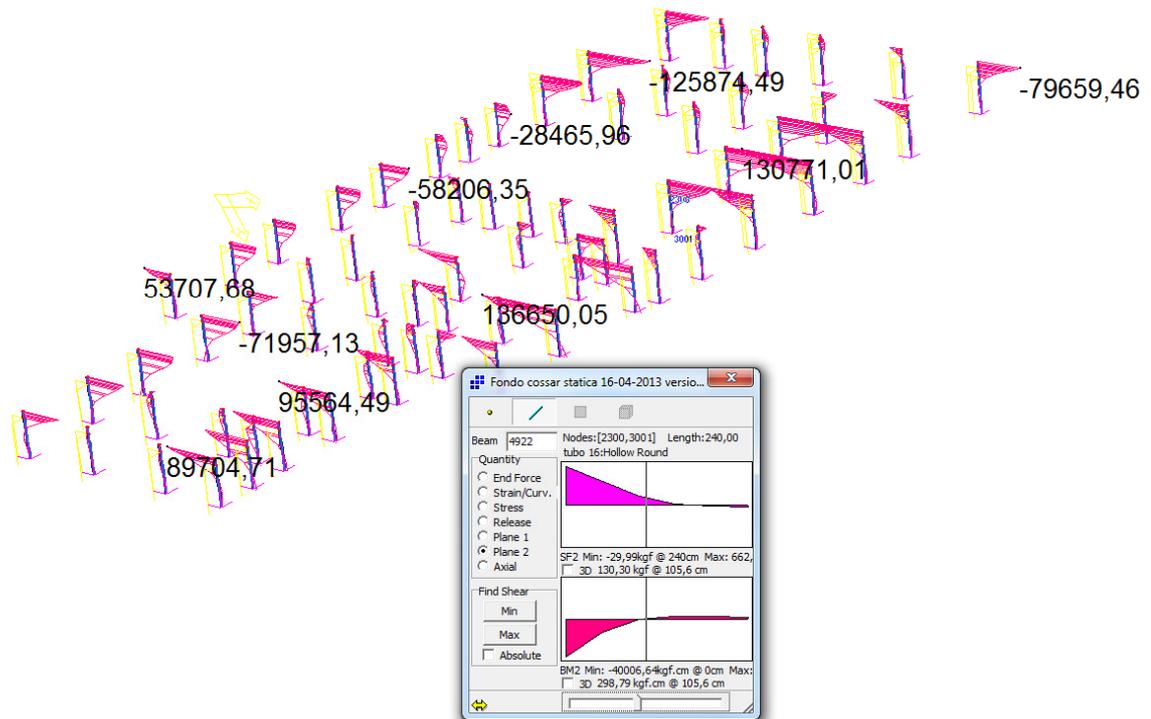
$$P_u = p_u \cdot D = K_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D$$

Nella maggior parte dei casi dei terreni naturali, incoerenti, risulta $\phi \geq 30^\circ$, dunque $K_{p2} \geq 3 K_p$. Questa relazione è stata ottenuta conducendo delle prove in centrifuga su pali modello, strumentati con trasduttori di deformazioni per la misura dei momenti flettenti; figura da Viggiani



Sisma Y momenti

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-128635,44	136650,05
	[Bm:3125]	[Bm:40]



Sisma X momenti

Si osserva come alla profondità di circa 5.5m il momento sul palo si annulla, quota che ritroveremo successivamente come annullamento dello spostamento del palo lungo il suo sviluppo.

Secondo la teoria possono succedere tre tipi di meccanismi di rottura dell'insieme palo-terreno (EC7 - 7.8.2.1 - P(2)):

- palo "**corto**" : condizione in cui non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione del palo, il quale trasla orizzontalmente rigidamente
- palo "**intermedio**" : condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione solo nella sezione d'attacco palo-soletta
- palo "**lungo**" : condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione sia nella sezione d'attacco palo-soletta che in un'altra sezione del palo.

L'azione orizzontale limite sopportabile H_{Lim} corrisponde a quella minima tra quelle calcolate in corrispondenza dei tre meccanismi di rottura.

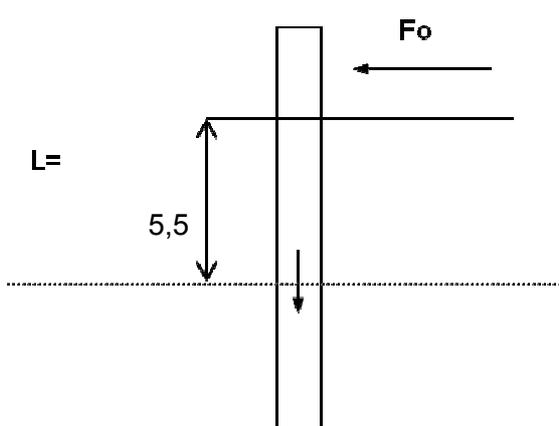
Il valore di H_{Lim} corrisponde in buona sostanza al **valore caratteristico della resistenza trasversale del palo $R_{tr,k}$** ; esso può essere determinato con formulazioni empiriche dedotte sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno omogeneo in cui è immerso il palo; per esempio, nel caso di **terreni incoerenti** (condizioni drenate) detto valore corrisponde al minimo tra i tre seguenti valori (L = lunghezza palo, caso di vincolo rigido in testa):

$$\text{palo corto} \Rightarrow H_1 = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

$$\text{palo intermedio} \Rightarrow H_2 = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

$$\text{palo lungo} \Rightarrow H_3 = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Siamo nel caso di palo intermedio

PALO SOGGETTO A SPINTA LATERALE PALO DIAMETRO 168.7			
□	$\gamma_t =$	1800 daN/mc	peso specifico terreno granulare
	$\phi =$	30 grad	angolo attrito
	$\delta =$	0 grad	attrito muro-terreno
	$\beta =$	0 grad	inclinazione superficie terra-muro
	$i =$	0 grad	inclinazione terreno a monte
□			
SPINTE ORIZZONTALI			
SPINTA PASSIVA SUPERIORE		$K_p =$	3,00
$F_{ps} = 3 \gamma K_p d \cdot L =$		22275 daN	SULLA LARGHEZZA DI 25CM
CALCOLO VALORE DI PROGETTO RESISTENZA LATERALE DEL PALO			
 <p>$L =$</p> <p>5,5</p> <p>F_o</p>	SVILUPPO SU DIAMETRO DI 25CM		
	Sup=	39,25	cm
	superficie di contatto terreno plinto		
	$d =$	0,25	m
$M =$	2884	daNm	

valore caratteristico resistenza laterale del palo

$$H_2 = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L} = 20943,11 \text{ daN}$$

valore DI PROGETTO resistenza laterale del palo

applicando coefficiente di sicurezza pari a 1,8 (R2)

H2d= 11635 daN

Per il palo di del palo da 168.9 e di

H2d= 11635daN

VERIFICHE SUI MURETTI DI BASE

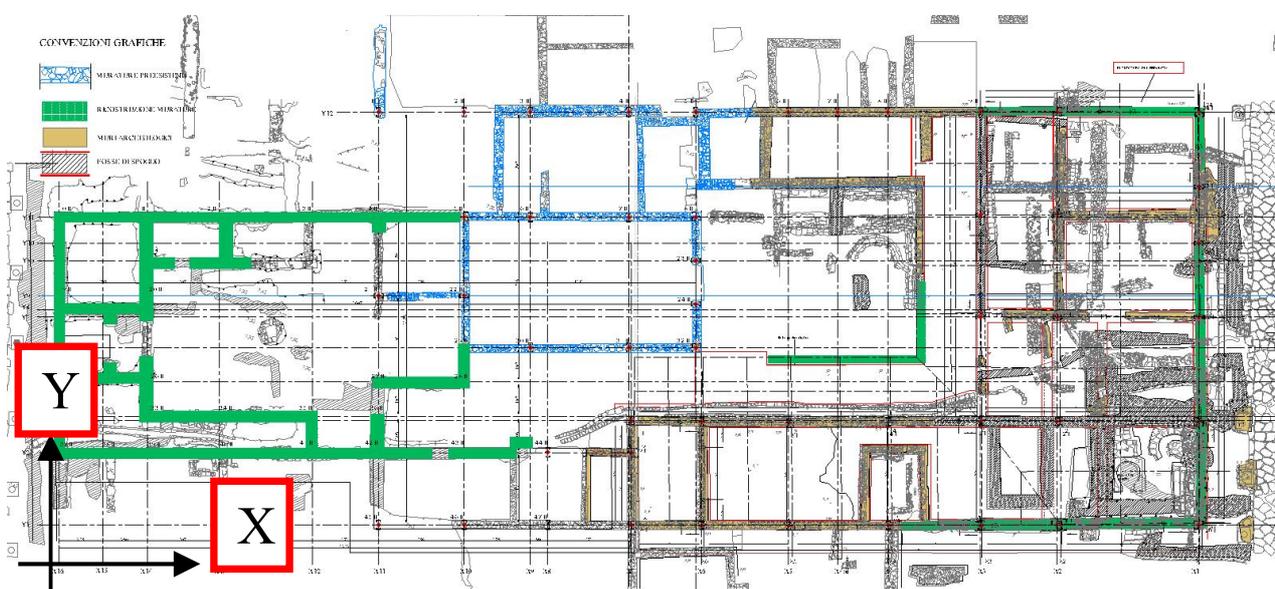
ITERAZIONI CON MURI E TERRE ARMATE DI RIEMPIMENTO DELLE FOSSE DI SPOLIO

Per i muri di fondazione e il complesso delle strutture di fondazione si sono effettuate vari prove al fine di affinare la modellazione f.e.m..

Il modello delle fondazioni prevede i muri di fondazione nuovi ed esistenti e sacconi di ghiaia con geogriglia. Tali elementi sono stati modellati con elementi beam a formare nell'intorno del pilastro per una larghezza di 60-70cm il muro di fondazione. Dove i muri si intersecano sono stati modellati i tratti nelle due direzioni, dove è presente muro in una direzione solo il tratto nella direzione relativa. La costante k è stata applicata lateralmente.

Il tratto preso in considerazione di 60-70cm è giustificato dal fatto che sono previsti dei rinforzi localizzati negli intorni del palo come da particolari. I tratti di muri nella loro direzione longitudinale sono stati vincolati agli spostamenti. I collegamenti tra i tratti sono stati realizzati con un cordolo fittizio senza costanti K applicate, i cordoli lavorano in compressione lungo la loro direzione.

I muri sono di tre tipi: 1) Esistenti  2) Nuovi  3) primo lotto ricostruiti 



Si considera che in caso di sisma i muri nuovi (e in parte anche quelli esistenti consolidati) e i riempimenti in misto granulare rinforzato siano in grado, in quanto materiale intermedio con comportamento alla Mohr-Coulomb, sono in grado di trasferire la reazione dal palo di fondazione al terreno circostante formando più o meno larghi cunei di spinta.

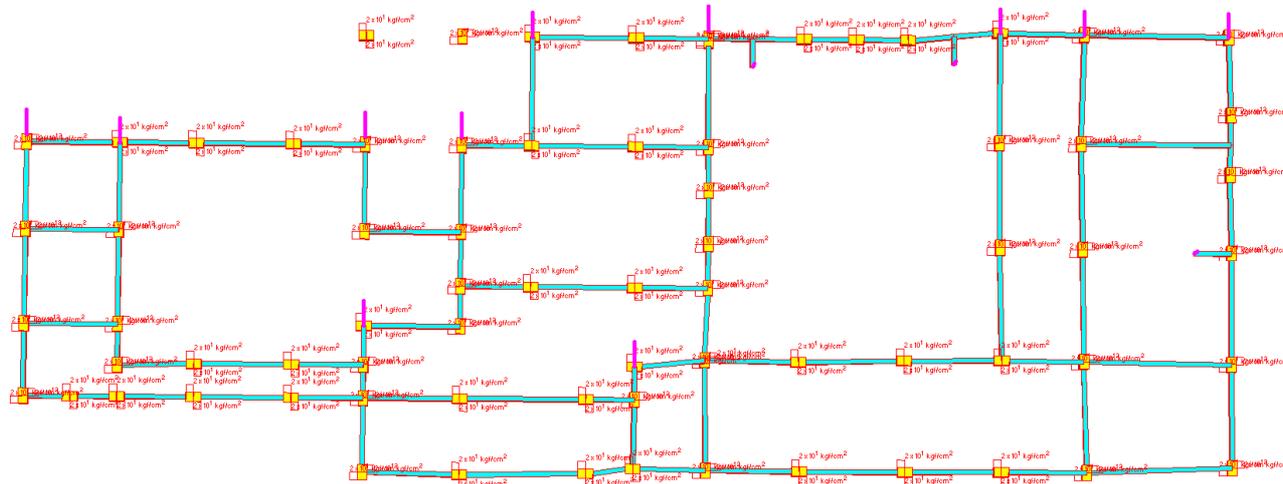
Inoltre si è assunta lateralmente all'elemento beam per i tratti nell'intorno dei pali un coefficiente di reazione a sola compressione di 0.5 (kg/cmc).

La muratura nuova ed esistente e i sacconi di ghiaia garantiscono la resistenza e la diffusione della reazione laterale del palo.

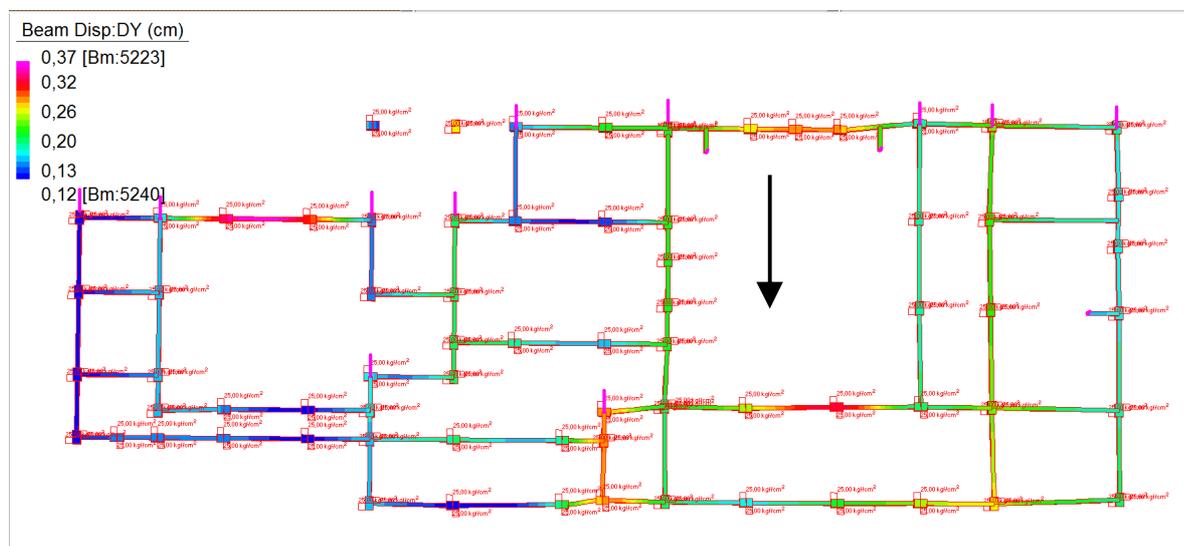
Inoltre i collegamenti sono stati estesi solo dove effettivamente il muro riesce a garantire una collaborazione a trazione quindi nel caso di muro nuovo o materiale costipato armato con geogriglia.

I collegamenti sono stati svincolati alla rotazione alle due estremità, funzionando come delle bielle.

SISMA Y



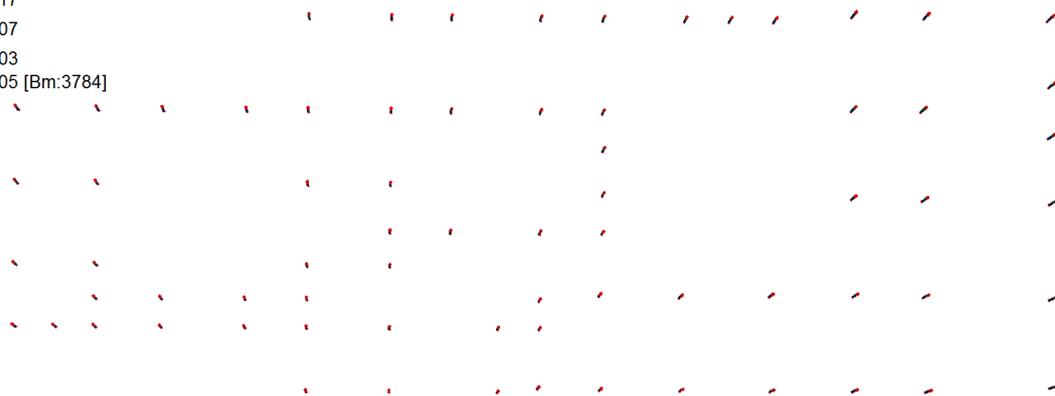
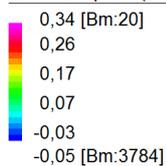
MODELLO IN PIANTA



Spostamenti muri Sisma Y (in rosso con i numeri si vede dove sono state applicate le K)

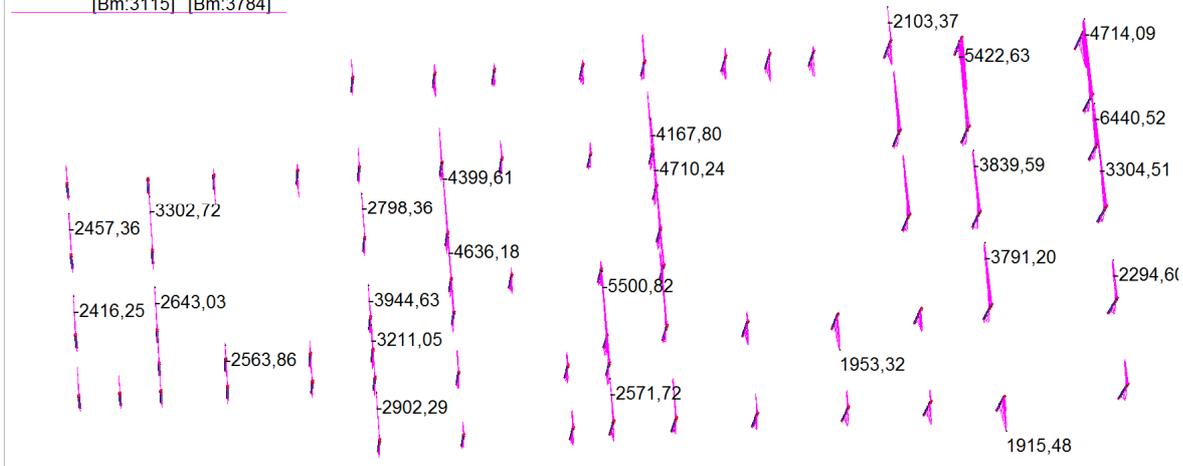
Spostamenti massimi delle murature di base risultano di 0,37 con pressioni relative di $0,37 \cdot 0,5 = 0,185$ daN/cm²

Beam Disp: DY (cm)



Spostamenti massimi dei pilastri di 0.34 con pressioni relative di $0.34 \cdot 1 = 0.34 \text{ daN/cm}^2$

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-6440,52	3277,78
	[Bm:3115]	[Bm:3784]



Taglio sui pali Sisma Y

La resistenza offerta dai pali risulta come riportato precedentemente

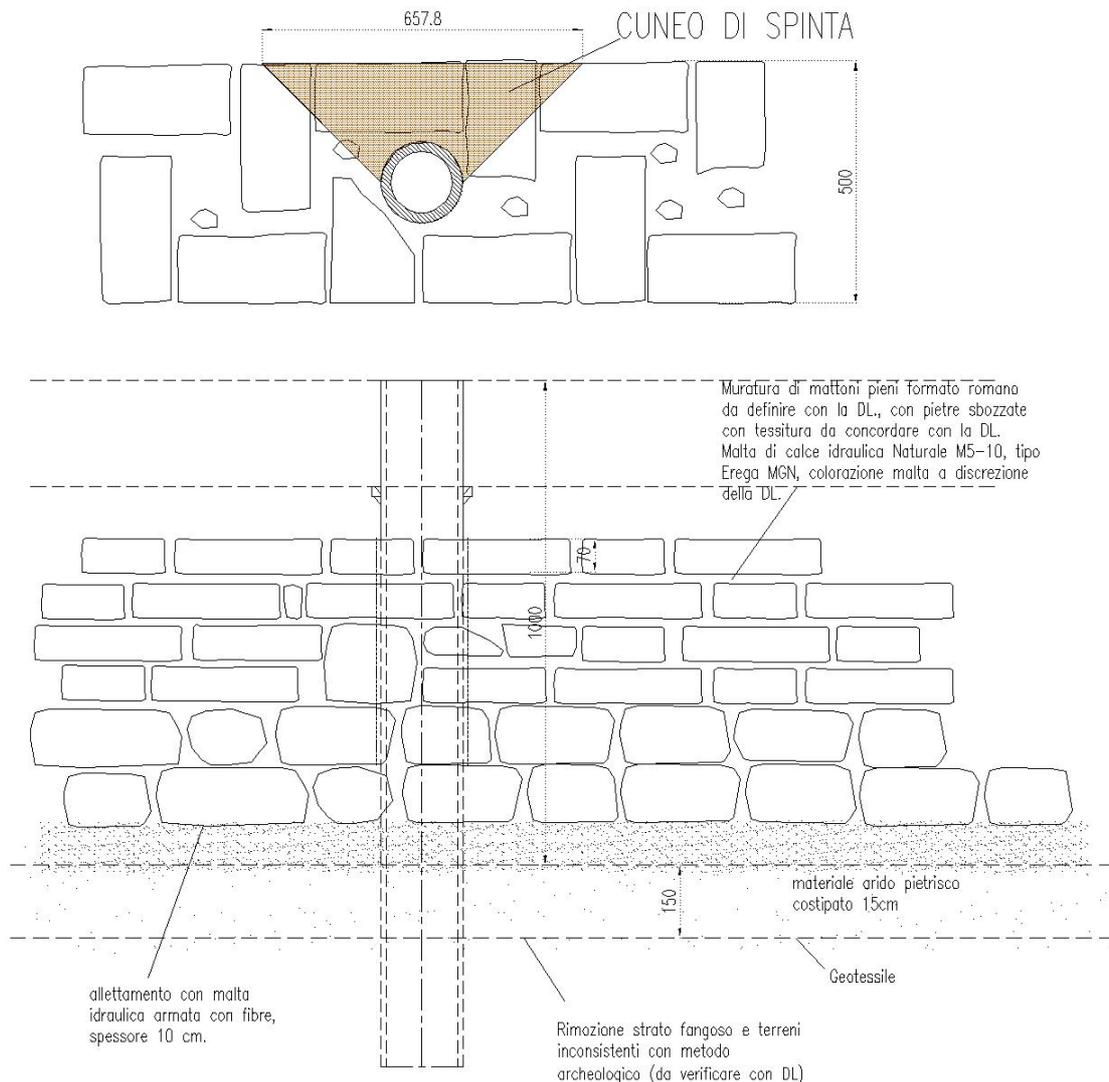
$H_{2d} = 11635 \text{ daN}$ quindi superiore al valore massimo, valore cautelativo di progetto in quanto NON si sono considerati effetti ulteriori dei muri sulla stessa direzione e collegati dal muro.

SPINTA PASSIVA OFFERTA DAL MURO

Si riporta la verifica della spinta passiva offerta dal muro nuovo e viene confrontata con l'azione massima tagliante del palo senza considerare l'effetto dei pali.

Si considera una profondità del muro di circa 50cm e una larghezza efficace nell'intorno del palo di 65cm per il muro nuovo ed esistente.

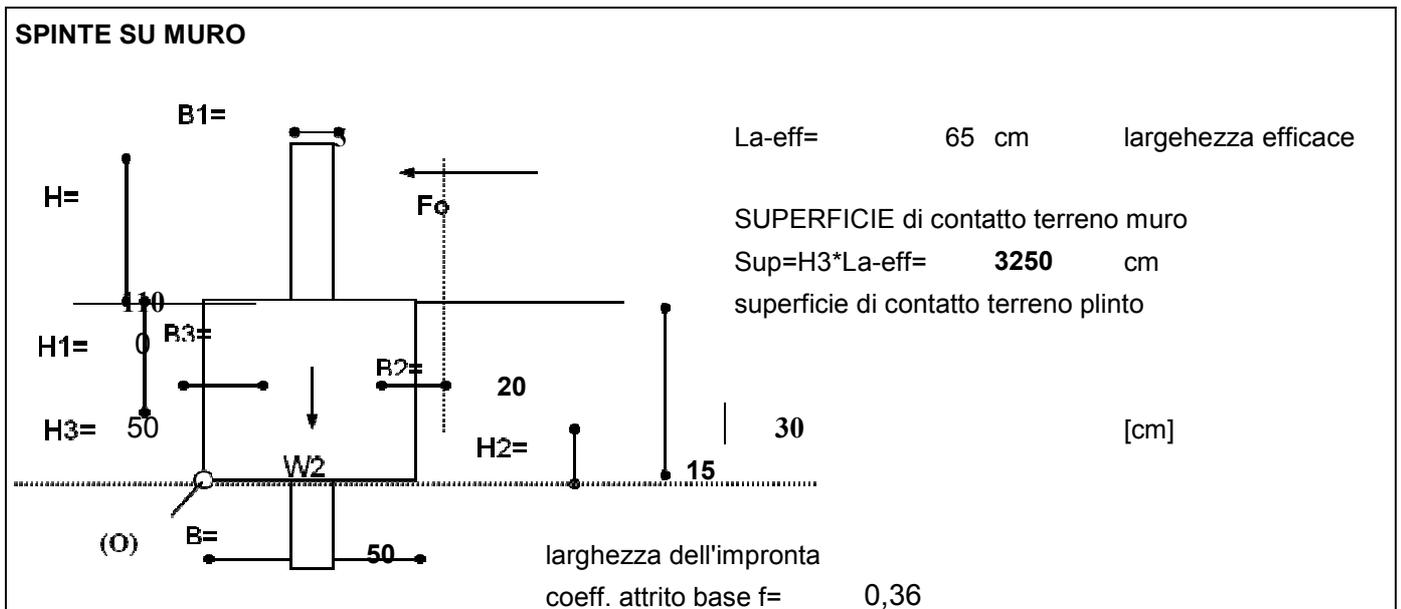
Si riporta lo schema del cuneo di spinta che si forma sul muro nuovo o esistente visto spessore di 50cm ed il palo centrale.



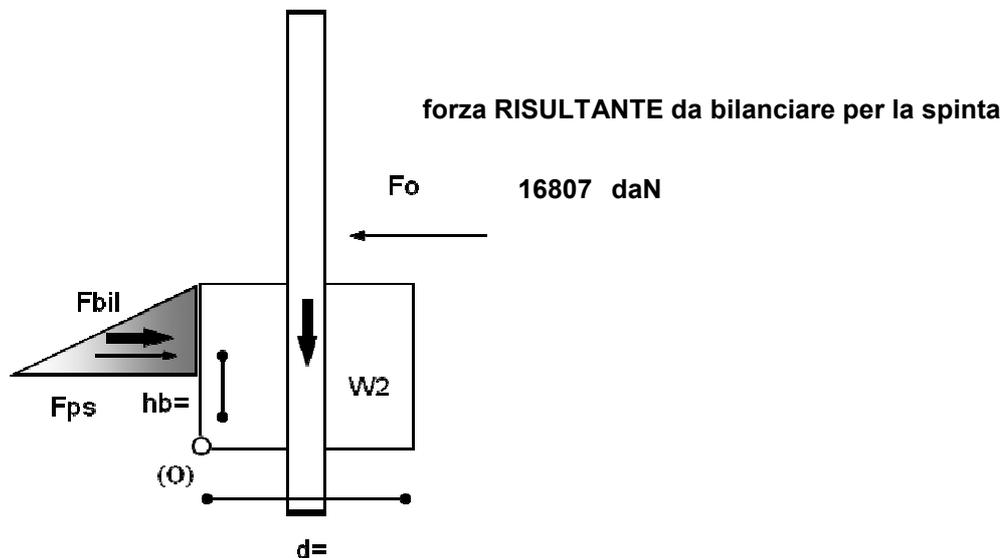
In corrispondenza del carico di 16807 daN si prevedono due pali il primario di 169mm il secondario del diametro di 139mm

SPINTE SU TERRENO			
□	$\gamma_t =$	1800 daN/mc	peso specifico terreno granulare
	$\phi =$	30 grad	angolo attrito

	$\delta =$	0	grad	attrito muro-terreno	
	$\beta =$	0	grad	inclinazione superficie terra-muro	
	$i =$	0	grad	inclinazione terreno a monte	
□					
SPINTE ORIZZONTALI					
SPINTA PASSIVA SUPERIORE				$K_p =$	3,00
$F_{ps} = \frac{1}{2} \gamma K_p H^2 \cdot S_v =$		21938	daN	SULLA LARGEZZA EFFICACE La_{eff}	



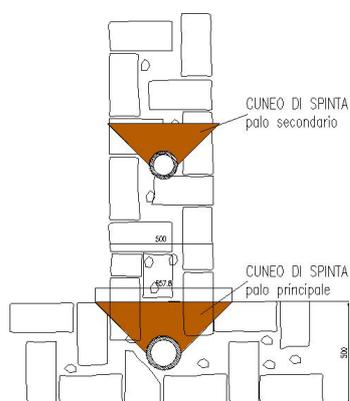
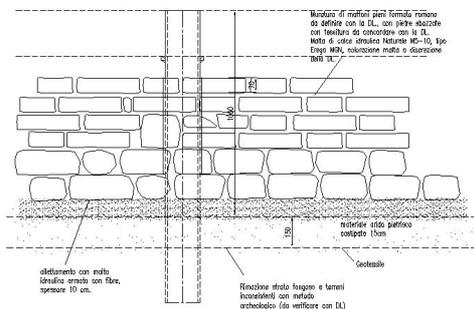
le azioni sollecitanti date dalla spinta sul parapetto risultano di:



$F_{ps} = 21938$ daN
 $F_{ps}/F_o = 1,31 > 1$ OK VERIFICATO

COMPRESSIONI SUI MURI SISMA Y

Si riporta lo schema del cuneo di spinta che si forma sul muro nuovo o esistente vistolo spessore di 50cm ed il palo centrale.

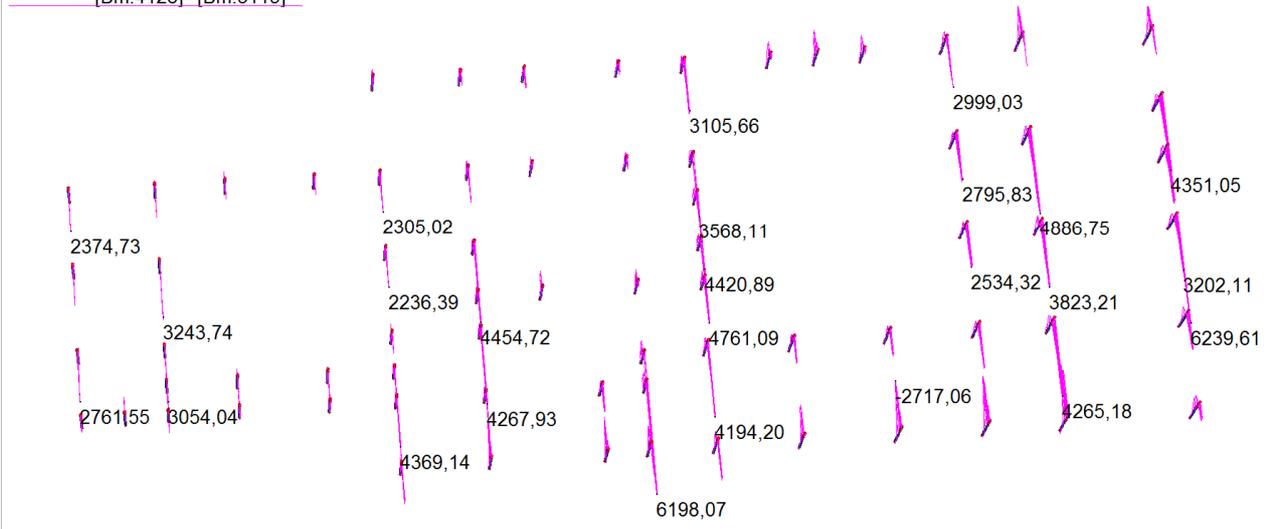


Per la parte di muri esistenti

Le azioni di compressione dei pali f 16.8cm sulle murature alte 50cm risultano di $6440/16.8/50=7,66$ daN/cm² sul muro esistente.

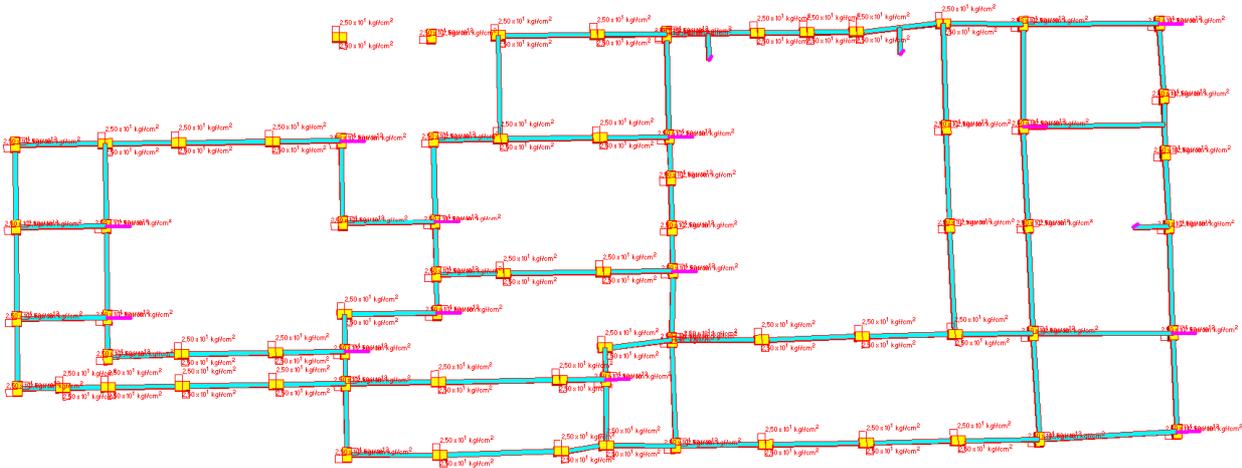
SISMA -Y

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2988,81	6239,61
	[Bm:4128]	[Bm:3115]



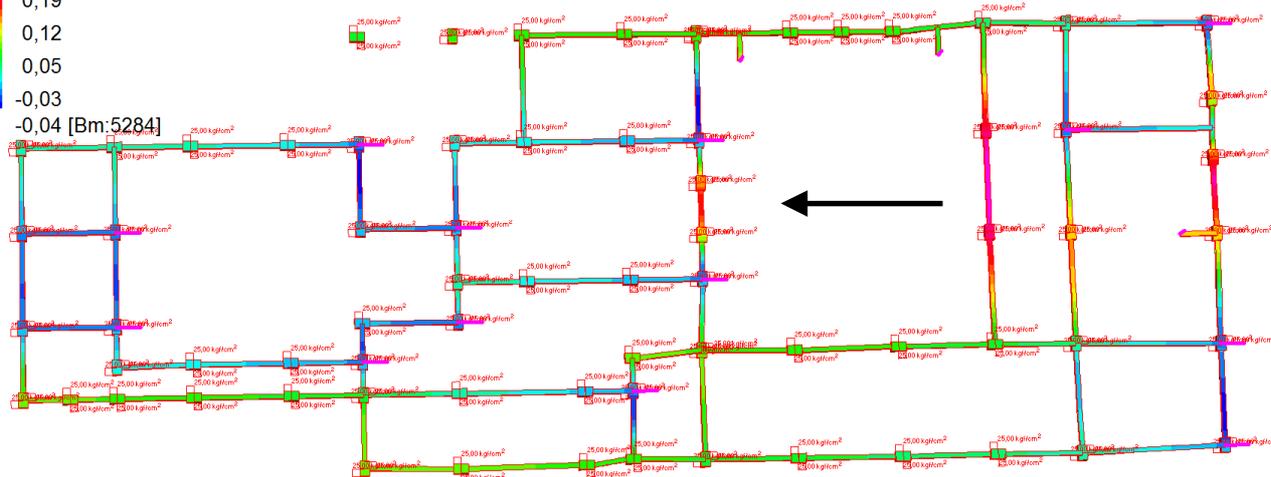
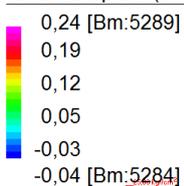
Sostanzialmente non ci sono variazioni significative rispetto alla condizione in Y (la condizione precedente risulta più gravosa).

SISMA X



MODELLO IN PIANTA

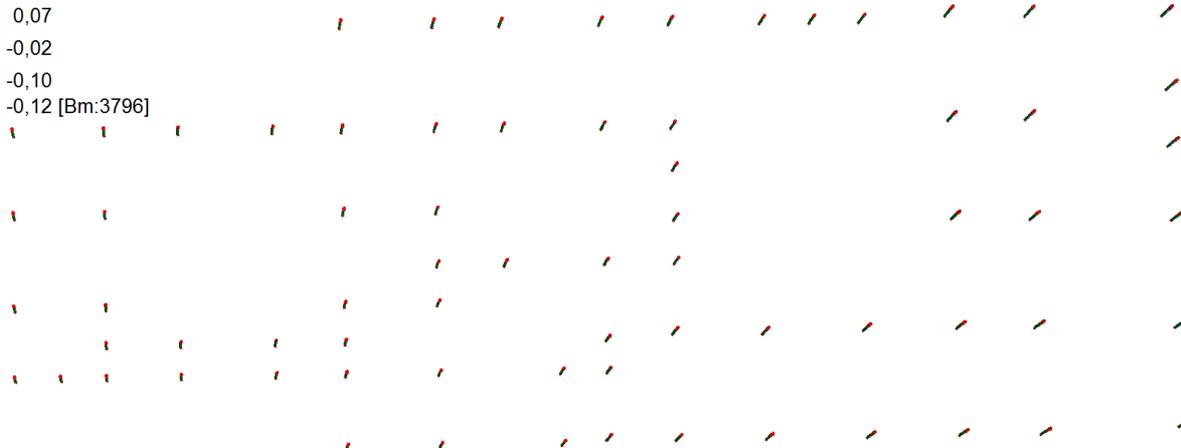
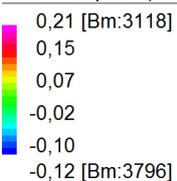
Beam Disp:DX (cm)



Spostamenti muri Sisma X (in rosso si vede dove sono state applicate le K)

Spostamenti massimi delle murature di base risultano di 0.24 con pressioni relative di $0.24 \cdot 0.5 = 0.12 \text{ daN/cm}^2$

Beam Disp:DX (cm)



Spostamenti pali Sisma X (non sono visualizzate graficamente in questo caso le K applicate)

Spostamenti massimi dei pilastri di 0.21 con pressioni relative di $0.21 \cdot 1 = 0.21 \text{ daN/cm}^2$

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-5946,86	2451,31
	[Bm:3496]	[Bm:2047]



Taglio sui pali Sisma X

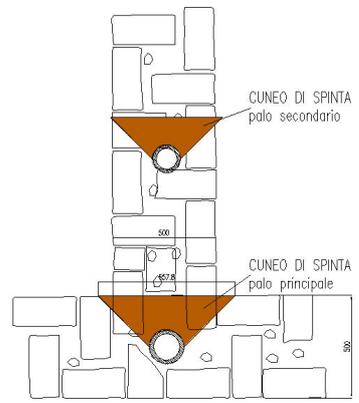
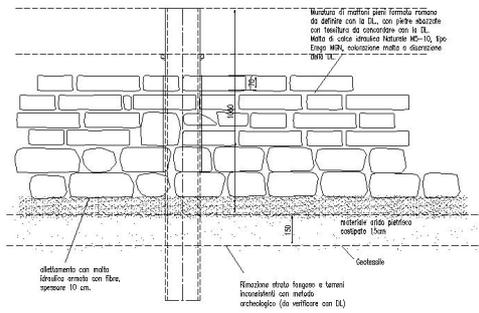
Compressioni e trazioni Sisma X

Considerando il contributo del palo si ottiene che

H2d= 11635daN quindi superiore al valore massimo localizzato

COMPRESSIONI SUI MURI SISMA X

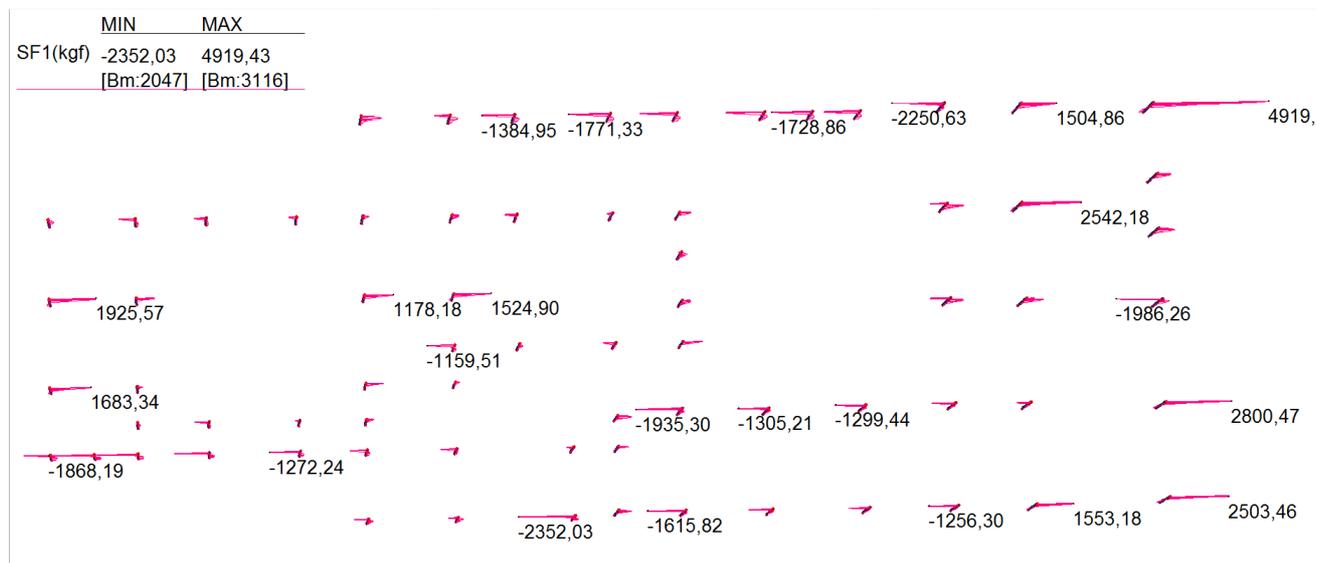
Si riporta lo schema del cuneo di spinta che si forma sul muro nuovo o esistente vistolo spessore di 50cm ed il palo centrale.



Per la parte di muri esistenti

Le azioni di compressione dei pali f 16.8cm sulle murature alte 50cm risultano di $5946/16.8/50=7,08$ daN/cm² sul muro esistente.

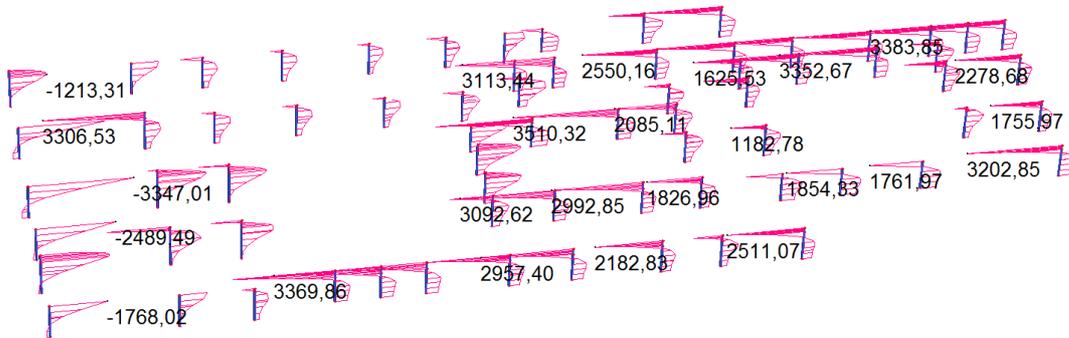
SISMA -X



Sostanzialmente non ci sono variazioni significative rispetto alla condizione in X (la condizione precedente risulta più gravosa)

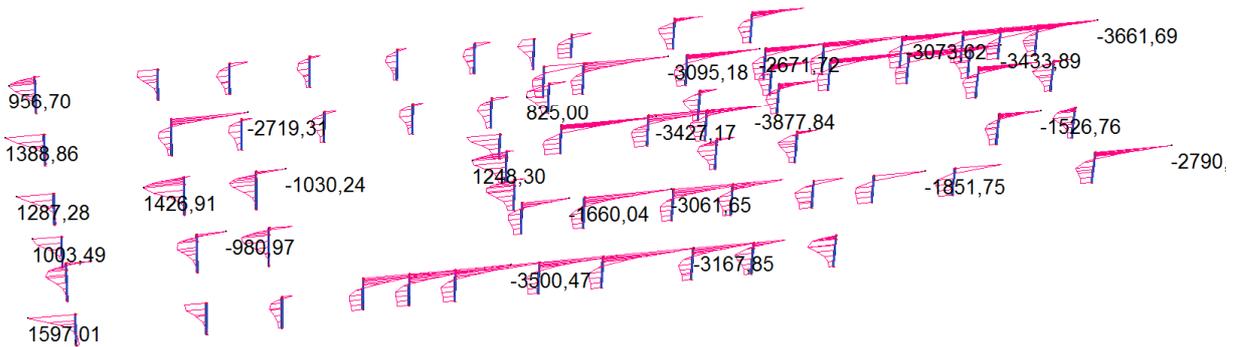
Tagli alla base interfaccia muro terreno senza la presenza delle passerelle interne

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-3347,01	3510,32
	[Bm:4510]	[Bm:4925]



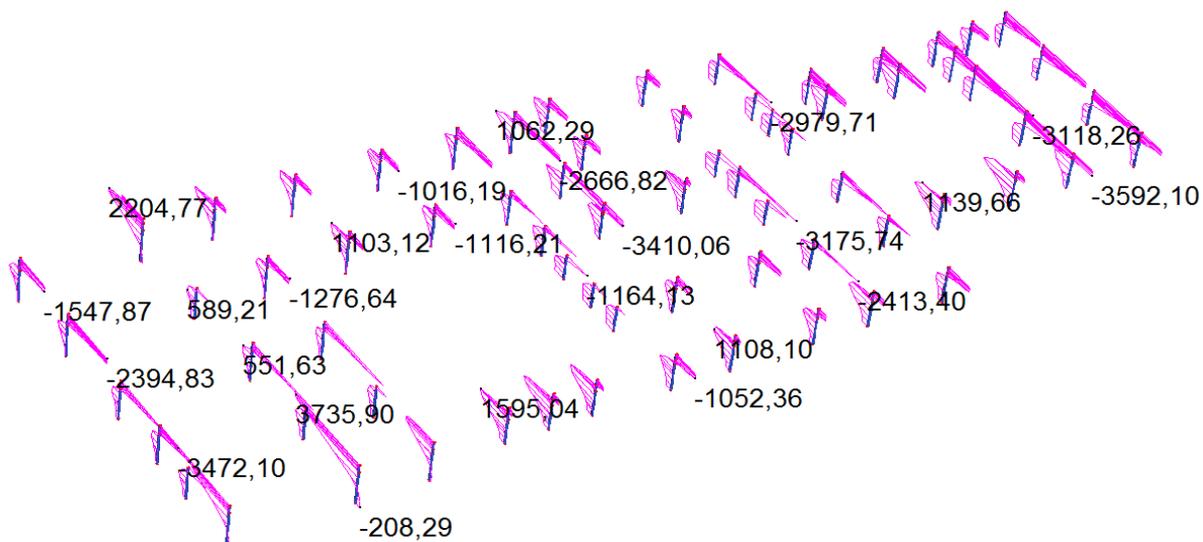
Sisma X

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-3877,84	1597,01
	[Bm:4925]	[Bm:4507]



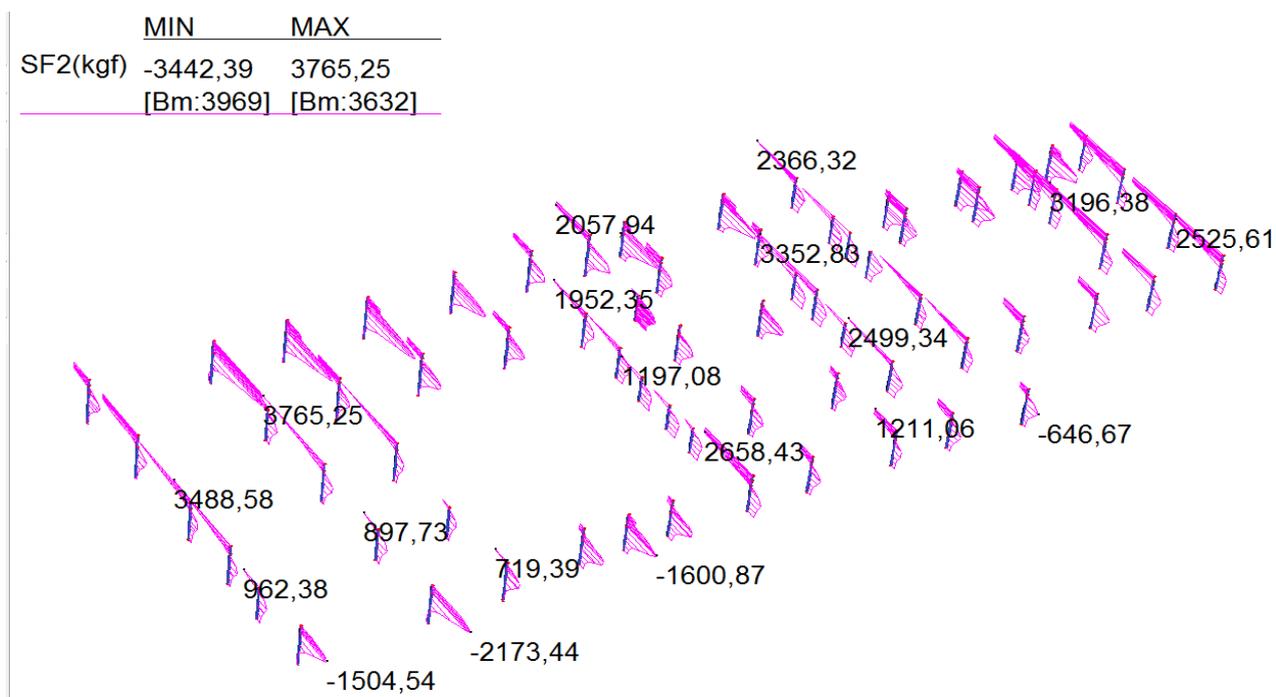
Sisma -X

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-3592,10	3735,90
	[Bm:4948]	[Bm:3635]



Sisma Y

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-3442,39	3765,25
	[Bm:3969]	[Bm:3632]



Sisma -Y

In sintesi con il presente progetto sono previsti 25 pali del primo lotto e 47 pali del secondo lotto con un totale di 71 pali. Le azioni sismiche del solo primo lotto risultano 92347daN come da relazione di deposito precedente quindi con un tagliante su ciascun palo di $T1=92347/25=3694$ daN. Con il secondo lotto si prevedono ulteriori 46 pali con una azione sismica totale del primo e secondo lotto con le passerelle di 184520daN quindi con un tagliante su ciascun palo di $T2=184520/71=2599$ daN. Con il nuovo lotto si ha una riduzione della azione sul singolo palo di 1095 daN

7. CONCLUSIONI ANALISI SISMICHE

Le sollecitazioni massime sui pali sono state rilevate nel modello S1 in quanto l'effetto dei controventi e le condizioni di S1 comportano concentrazioni di sforzo più elevate. Pertanto le verifiche effettuate sono cautelative.

Si rileva che i calastrelli di accoppiamento intermedio tra i due profili costituenti i pilastri, dai calcoli specifici eseguiti anche su modelli locali con elementi brick (S5), non sembrano essenziali ai fini della resistenza e della stabilità dei pilastri, si rimanda all'ottenimento dei risultati delle prove in sito la verifica dell'opportunità di inserirli.

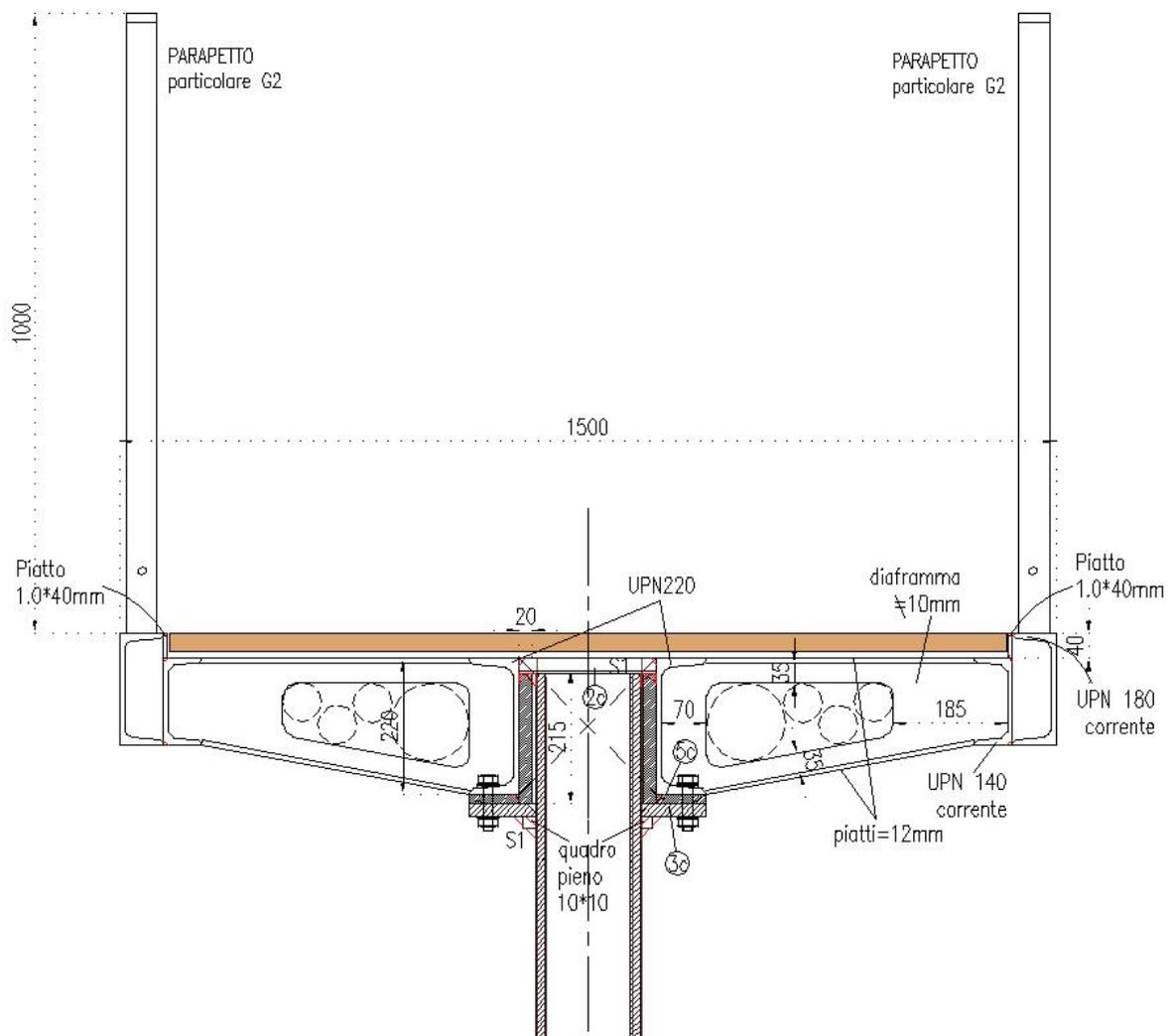
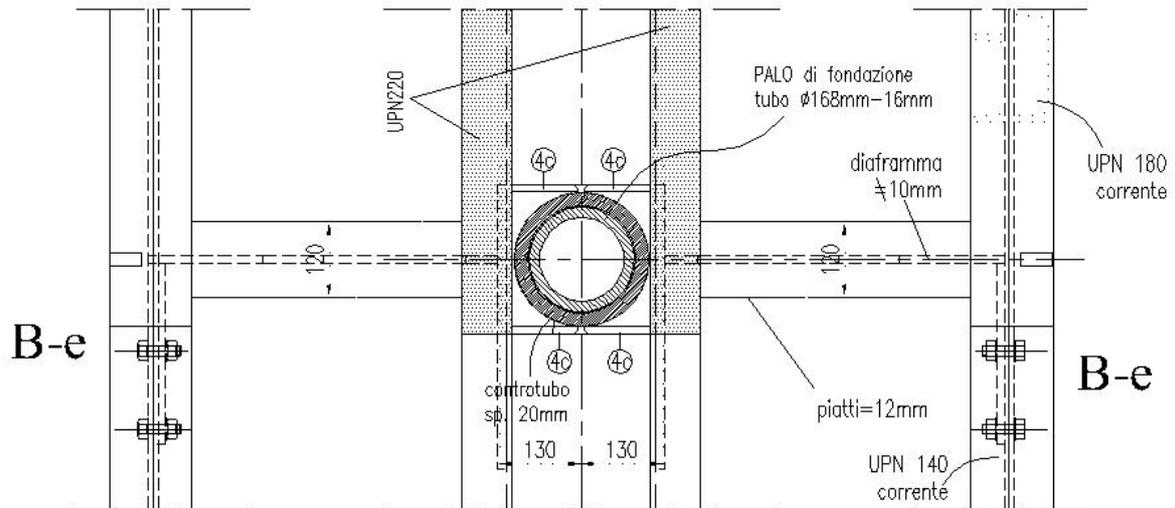
I sistemi di controventamento di parete tra i pilastri riducono la deformabilità globale in caso di sisma del 25% circa. Anche questo sistema potrebbe essere ricalibrato sulla base delle prove. L'inserimento dei controventi di parete comportano qualche concentrazione di sollecitazione su alcuni pali, che hanno richiesto alcuni pali integrativi da calibrare sulla base delle prove preliminari. In altri modelli di calcolo (S1, S2) sono stati considerati gli effetti della presenza dei muretti esistenti e dei muretti nuovi nonché l'interazione con il materiale costipato di riempimento delle fosse di spolio. In tali modelli si è verificato che tale interazione è compatibile con i suddetti materiali e comporta una riduzione della deformabilità laterale dei pali e in definitiva della struttura in caso di sisma, dell'ordine del 35%.

E' stato anche considerato l'effetto della continuità flessionale tra gli elementi in legno (modello S0) delle catene in legno-acciaio e i pilastri in acciaio. Anche tale effetto è compatibile dal punto di vista tensionale con le sezioni e i materiali e comporta un leggero effetto positivo sulla deformabilità globale, che risulterebbe ridotta.

Tutte queste configurazioni di progetto sono state analizzate e verificate e costituiscono i casi limite (del tipo "da cerniera a incastro") all'interno dei quali il comportamento reale può "muoversi" restando verificato. Sulla base delle risposte delle prove di carico preliminari si potrà confrontare e controllare i comportamenti reali e calibrare opportunamente gli elementi e le soluzioni migliorative sopra descritte.

8. RAMPA PERCORSO ESTERNO

Nel seguito si riportano i calcoli semplificati della rampa del percorso esterno che collega la struttura principale, risulta indipendente da altre strutture.



Passerella camminamento

CALCOLO MANUALE DELLE AZIONI SISMICHE

CALCOLO AZIONI SISMICHE PROGETTO

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

PESO SISMICO DEL livello 1						
QUOTA (m) su p.c. 0,50						
PILASTRI livello 1						
parete N.	L	h	s	gm	ϕ	Gm
	m	m	m	daN/mc	rid.apert	daN
Y1	1,0	0,40	0,02	7850	5,0	251
TOTALE						251 daN
SOLAIO DEL livello 1 SLU						
solaio	L	D	g	$\psi/2i$	q	G+sQ
	m	m	daN/mq		daN/mq	daN
1	21,7	1,4	65	0,60	300	7443
TOTALE						7443,1 daN
TOTALE livello 1						7694,3 daN
Wtot=						7694,3 daN

forze sismiche unitarie da applicare al modello

FORZA SISMICA UNITARIA		
daN/m	118,3	118,3
FORZA SISMICA UNITARIA		
daN/mq	115,4	3506,0
Forza sismica TOT.		3624

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn=	50 anni
Cu=	1,5
Vr=Vn*Cu	75 anni
Pvr=	10%
Fv=1,35*F0*(ag/g)^2	0,052
Tr=Vr/lg(1-Pvr)	712 anni
ag=	0,122 g
Ss=	1,50
St=	1,00
S=Ss*St	1,5
ζ =	5
μ =	1,000 regolare
Cc=	1,457
T*c=	0,27
Tc=Cc*T*c	0,371
Fo=	2,574
qo=	2*au/a1

au/a1=	1
Se(T)=	0,471
q0=	1,000
1/q=	1,000
Sd(T) CALCOLO=	0,471

In via cautelativa si è considerato lo spettro di risposta sul tratto orizzontale.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a _s	0,122 g
F _o	2,574
T _r	0,371 s
S _s	1,500
C _c	1,457
S _T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,500
η	1,000
T _a	0,180 s
T _c	0,540 s
T _D	2,088 s

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,183
0,180	0,471
0,540	0,471
0,614	0,414
0,688	0,370
0,761	0,334
0,835	0,305
0,909	0,280
0,982	0,259
1,056	0,241
1,130	0,225
1,203	0,211
1,277	0,199
1,351	0,188
1,424	0,178
1,498	0,170

La passerella è sopraelevata rispetto al terreno da un minimo di 30cm ad un massimo di 48cm sul piano di calpestio. I pali a sostegno della passerella sono in numero di 5 e sono previsti profondi 8m.

L'azione sismica sul singolo palo maggiormente caricato risulta di $3624/4=906$ daN.

Considerando solo i primi 2 diametri sottoterra $L=25*2=50$ cm

SPINTA PASSIVA SUPERIORE

$$F_{ps} = 3 \gamma K_p d * L = 2025 \text{ daN}$$

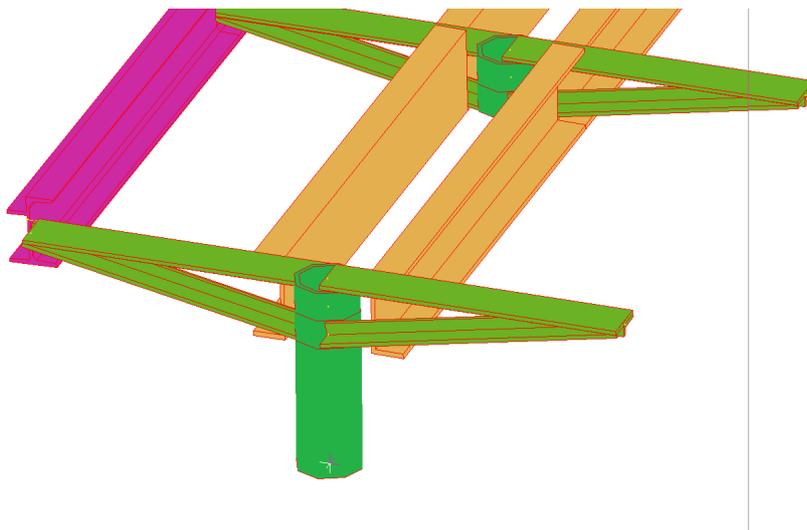
$$F_{pd} = F_{ps} / 1.8 = 1125 \text{ daN}$$

valore DI PROGETTO resistenza laterale del palo

$$K_p = 3,00$$

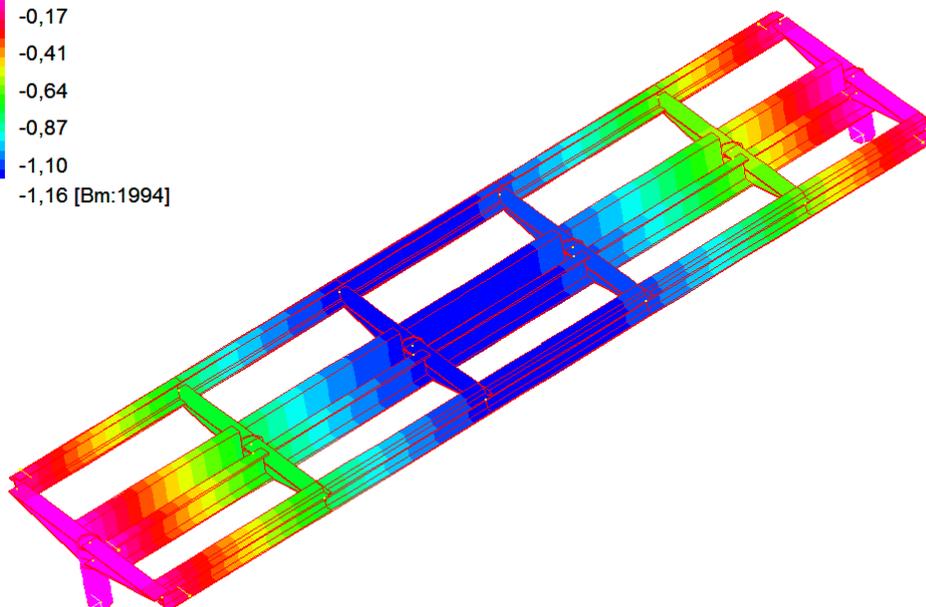
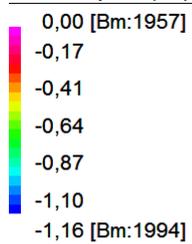
SULLA LARGEZZA DI 25CM

➤ 906 ok verificato



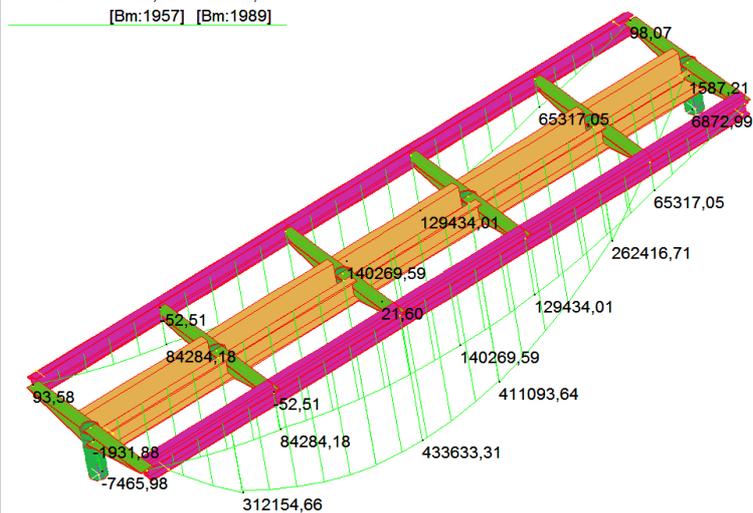
CARICHI ACCIDENTALI SIMMETRICI

Beam Disp:DZ (cm)



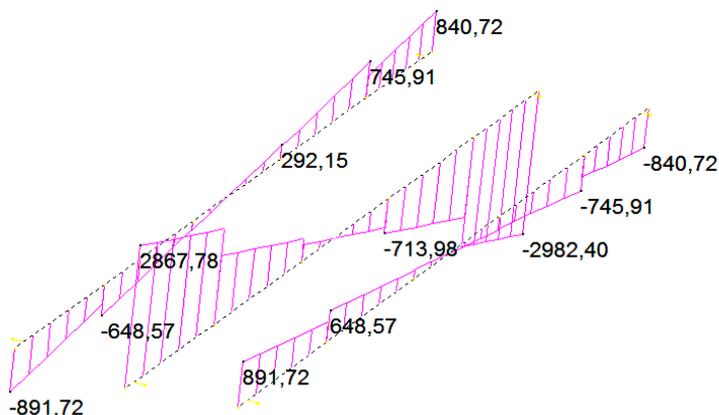
Deformazioni su campata da 6.2m SLE (accidentali simmetrici 500daN/mq)

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-7465,98	433633,31
	[Bm:1957]	[Bm:1989]



Momenti SLU

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2982,40	2867,78
	[Bm:43]	[Bm:39]



Tagli SLU

NODO PASSERELLA RAMPA ESTERNA SU UPN220

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 16 cl.8,8		
FV/2=	3000 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	4	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	750,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	1,57 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ $\gamma M2=$	6028,8	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,12 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=9mm		UPN220
Fx=	3000,00 daN	Azione di taglio
n°=	4,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	750,00 daN	Taglio sul bullone
d=	1,60 cm	diametro
t=	0,90 cm	spessore
A=t*d	1,44 cm ²	
e1=	3,00 cm	
d0=	1,60 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	4300 daN/cm ²	S275
e2=	3,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,63	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2=$	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2=$	7740 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,10 <1	OK verificato

NODO PASSERELLA RAMPA ESTERNA SU UPN180+140

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 16 cl.8,8

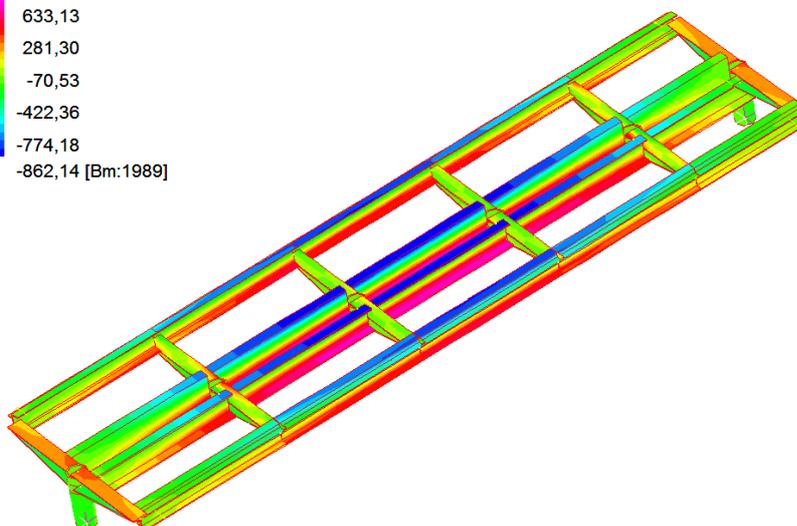
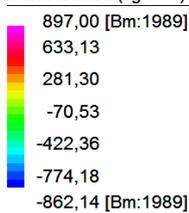
FV/2=	900 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	4	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	225,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	1,57 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ $\gamma M2=$	6028,8	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,04 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=8mm

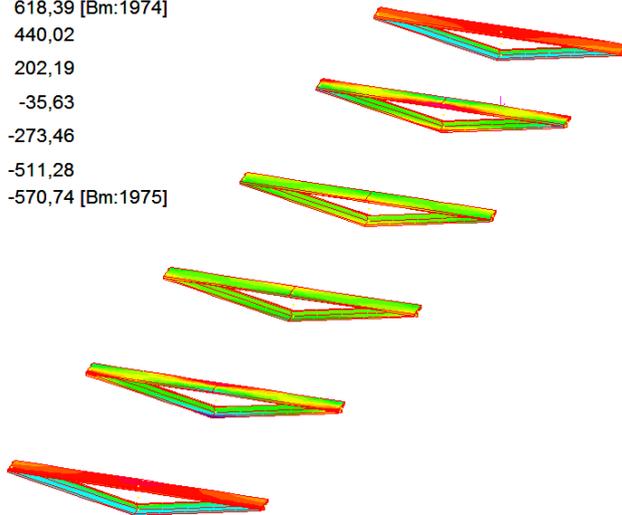
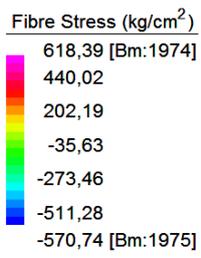
UPN180

Fx=	900,00 daN	Azione di taglio
n°=	4,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	225,00 daN	Taglio sul bullone
d=	1,60 cm	diametro
t=	0,80 cm	spessore
A=t*d	1,28 cmq	
e1=	3,00 cm	
d0=	1,60 cm	
ftb=	8000 daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	4300 daN/cmq	S275
e2=	3,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,63	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2=$	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2=$	6880 daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,03 <1	OK verificato

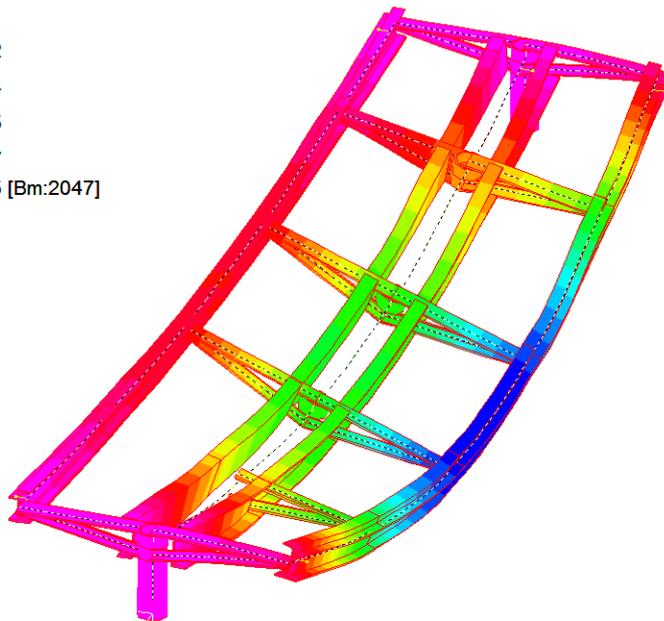
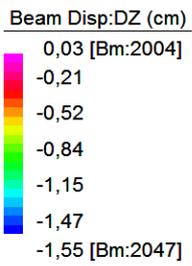
Fibre Stress (kg/cm²)



Stress SLU



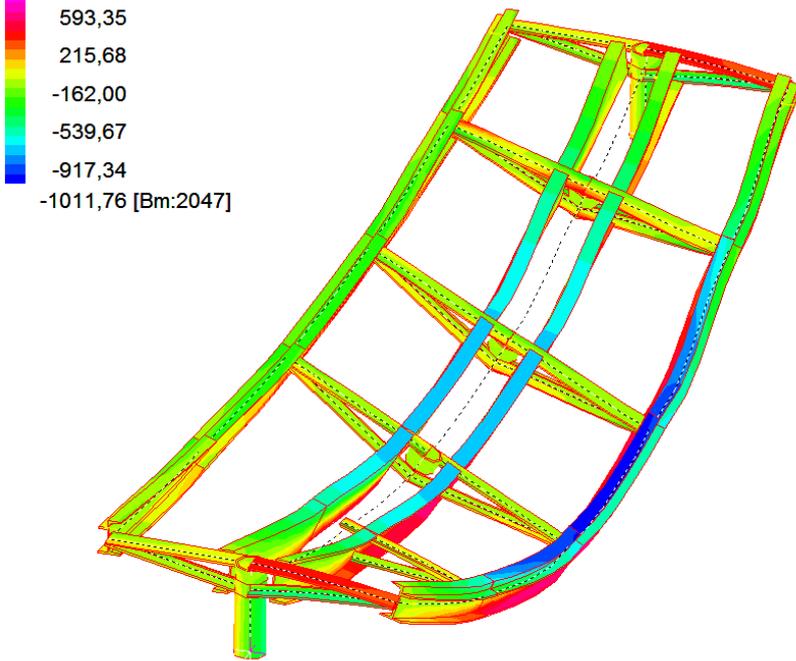
CARICHI ACCIDENTALI SIMMETRICI



Stress SLE (CARICO ASIMMETRICO)

Fibre Stress (kg/cm²)

876,61 [Bm:2046]
 593,35
 215,68
 -162,00
 -539,67
 -917,34
 -1011,76 [Bm:2047]



Stress SLU (CARICO ASIMMETRICO)

LINEAR BUCKLING SOLVER – carico asimmetrico

SOLVER UNITS:

Length: cm

Mass : kg

Force : kgf

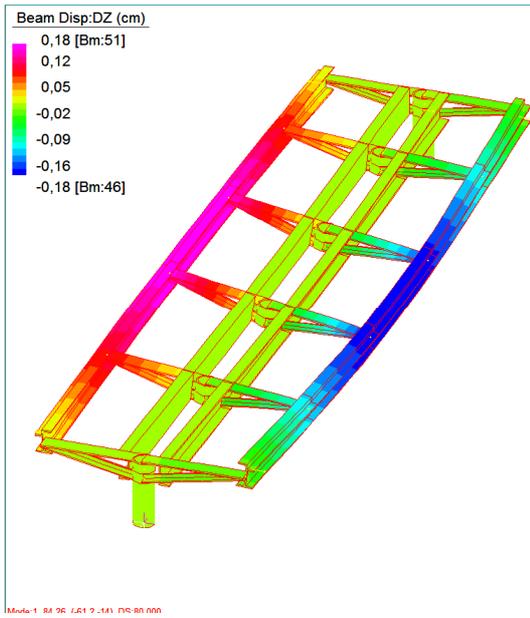
Stress: kg/cm²

FINAL BUCKLING RESULTS

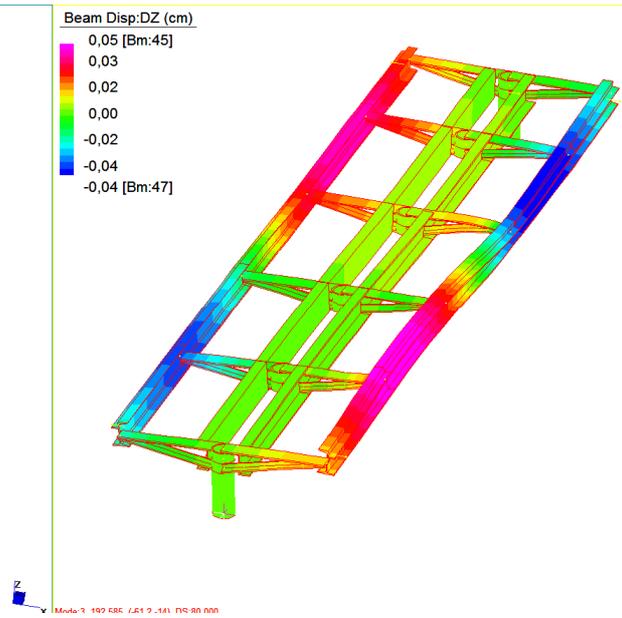
CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 8.42599780E+01
- 2 -1.37003990E+02
- 3 1.92584856E+02
- 4 -2.08787642E+02
- 5 2.12670047E+02
- 6 -2.30901985E+02
- 7 2.44437272E+02
- 8 -2.86221099E+02
- 9 3.73849446E+02
- 10 3.83575999E+02

carichi asimmetrici



1 8.42599780E+01



3 1.92584856E+02

RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Nella progettazione delle strutture dell'edificio in oggetto si seguiranno le disposizioni contenute nei seguenti provvedimenti legislativi:

/1/ LEGGE n. 1086 del 5/11/1971 che disciplina l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

/2/ LEGGE n.64 del 2/02/1974 concernente provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

/3/ D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni sul Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008

/4/ EUROCODICE No 2 design of concrete structures

/5/ EUROCODICE No 3 design of steel structures

/6/ D.M. LL. PP. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e relative istruzioni: Circolare Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

/7/ R. Lancellotta, J. Calavera, Fondazioni, McGraw-Hill, 1999.

/8/ J.E. Bowles, Fondazioni – Progetto e Analisi McGraw-Hill, 1991.

PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

(ai sensi del punto 10.1 d.m. 14-10-2008)

PREMESSA

Il presente piano di manutenzione dell'opera, redatto ai sensi del punto 10.1 d.m. 14-10-2008, è il documento complementare al progetto esecutivo strutturale per **“Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia” –SECONDO STRALCIO.**

Esso ha la finalità di prevedere, pianificare e programmare l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico delle opere oggetto dell'intervento.

Il piano di manutenzione è composto dai seguenti documenti operativi:

- 1 - manuale d'uso
- 2 - manuale di manutenzione
- 3 - programma di manutenzione.

Il presente piano **deve essere aggiornato** al termine dei lavori a cura della direzione lavori con le specifiche dei materiali ed accessori realmente utilizzati, ed integrato con disegni "come costruito".

1. GENERALITÀ

1.1 Inquadramento dell'intervento

Il presente piano di manutenzione fa parte del progetto esecutivo per **“Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia” –SECONDO STRALCIO.**

1.2 Caratteristiche dell'intervento

Dal punto di vista strutturale gli interventi previsti per i fabbricati saranno i seguenti:

1. consolidamento murature
2. nuove murature;
3. realizzazione di pali di fondazione;
4. realizzazione strutture verticali metalliche;
5. realizzazione passerelle metalliche
6. realizzazione coperture in acciaio e legno

1.3 Documenti di riferimento

Sono da considerarsi complementari ed integranti il presente piano di manutenzione delle strutture i seguenti

elaborati:

- Fascicolo adattato dell'opera: contiene informazioni relativamente agli aspetti connessi con la sicurezza:

- 0 • pericoli che possono presentarsi nel corso di lavori di manutenzione;

- 1 • dispositivi e/o provvedimenti programmati per prevenire tali rischi;
- 2 • equipaggiamenti in dotazione dell'opera (riepilogo della documentazione tecnica ed istruzioni per interventi di urgenza).

3

- Relazioni di collaudo e dichiarazioni di corretta e conforme installazione delle diverse unità tecnologiche.

E' compito della direzione lavori l'acquisizione delle relazioni di collaudo, delle specifiche istruzioni di montaggio e delle dichiarazioni di conformità finalizzata alla verifica ed all'aggiornamento dei dati contenuti nel presente piano di manutenzione.

2. MANUALE D'USO

Il manuale d'uso si riferisce all'uso delle parti più importanti del bene; questo contiene l'insieme delle informazioni atte a permettere all'utente di conoscere le modalità di fruizione del bene, nonché tutti gli elementi necessari per limitare quanto più possibile i danni derivanti da un'utilizzazione impropria.

2.1 Opere principali

Le opere principali prevedono:

1. consolidamento murature
2. nuove murature;
3. realizzazione di pali di fondazione;
4. realizzazione strutture verticali metalliche;
5. realizzazione passerelle metalliche
6. realizzazione coperture in acciaio e legno

Avvertenze d'uso

- 1 • La funzionalità delle strutture è garantita dal mantenimento delle stesse in perfetto stato di integrità;
- 2 • in caso di interventi di modifica o manutenzione delle sovrastrutture occorre accertarsi che ne siano mantenute le caratteristiche strutturali e dimensionali.

Le caratteristiche dimensionali delle opere e la loro ubicazione sono illustrate nelle allegate tavole progettuali.

3. MANUALE DI MANUTENZIONE

Si riferisce alla manutenzione delle parti strutturali.

Esso fornisce, in relazione alle caratteristiche dei materiali o dei componenti interessati, le indicazioni necessarie per la corretta manutenzione.

Il manuale di manutenzione contiene le seguenti informazioni:

- 1 - descrizione delle risorse necessarie per l'intervento manutentivo;
- 2 - il livello minimo delle prestazioni;
- 3 - le anomalie riscontrabili ed il tipo di controlli da effettuare;
- 4 - la descrizione delle manutenzioni necessarie.

Si considera un approccio manutentivo di tipo ibrido:

- 1 • di "vita sicura": prevede il mantenimento delle condizioni generali di integrità strutturale per tutta la vita dell'opera, con eventuali attività manutentive di tipo preventivo;
- 2 • a "guasto": l'intervento è conseguente alla perdita di funzionalità del componente in esame, dovuta a danneggiamenti puntuali o rotture (eventi accidentali).

In particolare, per le opere complementari, è utilizzato il criterio di intervento "a guasto", che consiste nella sostituzione degli elementi danneggiati.

Gli interventi di manutenzione vengono decisi in base al raffronto fra le prestazioni offerte dall'elemento in questione, così come sono accertate e rilevate in fase di ispezione, e i livelli minimi di prestazione richiesti per il corretto e funzionale esercizio, tenendo conto della velocità dell'evoluzione del degrado, per ottenere il massimo dell'economia di gestione. Ciò si esplica attraverso le seguenti attività:

- 1 - rilevamento dello stato di conservazione (ispezione);
- 2 - interpretazione dell'evoluzione del degrado rispetto a controlli precedenti (rielaborazione in base ai dati storici);
- 3 - valutazione del livello di degrado raggiunto e del degrado "atteso" ed individuazione delle relative necessità di intervento;
- 4 - programmazione degli interventi di manutenzione.

Nei paragrafi successivi sono descritte per le attività manutentive più ricorrenti le indicazioni tecniche principali.

3.1 Opere strutturali

3.1.1 Fondazioni

CONTROLLI

La realizzazione di fondazioni continue superficiali a travi rovesce gettate su un magrone dello spessore di 10cm entro uno scavo a sezione ristretta non presenta particolari problemi dal punto di vista manutentivo.

L'ispezione del manufatto deve individuare:

- 1 - il controllo dello stato delle armature identificando eventuali fenomeni di corrosione;

2 - il controllo dell'integrità del calcestruzzo;

3 - individuazioni di eventuali fessurazioni o cedimenti che possano rappresentare pericoli per la sicurezza e la incolumità di persone e cose.

MANUTENZIONE

Applicazione di vernici passivanti e sigillatura di eventuali cavillature da ritiro con idoneo materiale.

3.1.2 Strutture in calcestruzzo fuori terra

CONTROLLI

L'ispezione dei manufatti in cls deve individuare e quantificare il livello di degrado raggiunto dalle strutture. In

particolare si rilevano anomalie ricorrenti quali:

1 - Presenza di ruggine

2 - Ripristini ammalorati

3 - Presenza di sali

4 - Porosità del cls

5 - Dilavamento

6 - Presenza di vespai

7 - Rigonfiamenti del cls

8 - Sgretolamento del cls

9 - Lesioni

10 - Permeazione

11 - Stillicidi

12 - Ferri a vista

13 - Distacchi

14 - Lesioni passanti

MANUTENZIONE

In assenza di eventi eccezionali, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale dei calcestruzzi e la verniciatura protettiva degli stessi.

Il primo tipo di intervento consiste nella ricostruzione localizzata dei copriferri eventualmente danneggiati, previa sabbiatura, protezione delle armature esposte e rinvivatura delle superfici.

Il secondo tipo di intervento consiste nella protezione generalizzata del cls, con funzione di rallentare il fenomeno di carbonatazione.

E' compresa nelle operazioni di manutenzione la stuccatura di eventuali lesioni che dovessero manifestarsi sulle strutture in calcestruzzo.

3.1.3 Strutture solai laterocemento e solette in c.a.

CONTROLLI

L'ispezione dei manufatti in cls e laterocemento dei solai deve individuare e quantificare il livello di degrado raggiunto dalle strutture. In particolare si rilevano anomalie ricorrenti quali:

- 1 - Presenza di ruggine
- 2 - Ripristini ammalorati
- 3 - Presenza di sali
- 4 - Porosità del cls
- 5 - Dilavamento
- 6 - Presenza di vespai
- 7 - Rigonfiamenti del cls
- 8 - Sgretolamento del cls
- 9 - Lesioni
- 10 - Permeazione
- 11 - Stillicidi
- 12 - Ferri a vista
- 13 - Distacchi
- 14 - Lesioni passanti

MANUTENZIONE

In assenza di eventi eccezionali, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale dei calcestruzzi e la verniciatura protettiva degli stessi.

Il primo tipo di intervento consiste nella ricostruzione localizzata dei copriferri eventualmente danneggiati, previa sabbiatura, protezione delle armature esposte e ravvivatura delle superfici.

Il secondo tipo di intervento consiste nella protezione generalizzata del cls, con funzione di rallentare il fenomeno di carbonatazione.

E' compresa nelle operazioni di manutenzione la stuccatura di eventuali lesioni che dovessero manifestarsi sulle strutture dei solai.

3.1.4 Strutture in carpenteria metallica

CONTROLLI

L'ispezione delle strutture metalliche è finalizzata a verificare:

- presenza di zone soggette ad aggressione chimica (fenomeni di ossidazione/corrosione);
- integrità delle giunzioni imbullonate;
- integrità delle giunzioni saldate;

- presenza di eventuali cricche/lesioni.

MANUTENZIONE

In assenza di indicazioni specifiche determinate dall'attività ispettiva, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino della vernice superficiale ed il serraggio delle giunzioni imbullonate. La sostituzione dei singoli bulloni a serraggio controllato generalmente non comporta problemi particolari, se i fori presentano un gioco sufficiente per eseguire l'operazione senza difficoltà. In caso contrario, conviene verificare che non sia avvenuto uno scorrimento relativo tra i diversi elementi che fa lavorare i bulloni a taglio, in questo caso il danneggiamento è tale da giustificare una riparazione di tutto il nodo.

3.1.5 Strutture in legno

CONTROLLI

L'ispezione delle strutture lignee è finalizzata a verificare:

- presenza di zone soggette ad aggressione chimica
- integrità delle giunzioni imbullonate;
- presenza di danneggiamenti meccanici,
- presenza di infiltrazioni d'acqua,
- la formazione di condensa.

MANUTENZIONE

In assenza di indicazioni specifiche determinate dall'attività ispettiva, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale attraverso l'uso di impregnanti.

4. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

Al fine di una corretta gestione della struttura gli interventi di manutenzione dovranno seguire delle scadenze e dei programmi temporali.

Il programma di manutenzione si articola in tre sottoprogrammi, relativi alle prestazioni, ai controlli ed agli interventi di manutenzione.

Si prevede un sistema di controlli che aggiorni e verifichi il programma attualmente previsto.

4.1 Sottoprogramma delle prestazioni

Prende in esame le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del suo ciclo di vita.

Si prevede il decadimento delle prestazioni fornite da ciascun elemento nel tempo secondo leggi variabili da opera ad opera ed in funzione dell'aggressività ambientale, dei carichi. Le ispezioni a cadenza periodica rilevano i parametri necessari a definire il livello prestazionale raggiunto dagli elementi in esame ed a definire le eventuali necessità manutentive.

SOTTO PROGRAMMA PRESTAZIONI			
DESCRIZIONE	OGGETTO	PRESTAZIONI RICHIESTE	CICLO DI VITA UTILE (anni)
Opere strutturali	Fondazioni	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in cls armato fuori terra	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in carpenteria metallica	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in legno	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50

4.2 Sottoprogramma controlli sulle strutture

Il sottoprogramma ispezioni definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma.

La maggiore difficoltà che si incontra è stabilire a priori l'andamento nel tempo del degrado delle opere in quanto questo dipende da svariati fattori come la qualità dell'esecuzione e dei materiali, l'intensità delle azioni, sia ambientali (chimico-fisiche) che meccaniche (il traffico), fattori dei quali solo una certa quota parte può essere conosciuta e valutata al momento del progetto.

Il sottoprogramma ispezioni indica quali controlli effettuare e con quale frequenza.

SOTTOPROGRAMMA CONTROLLI				
DESCRIZIONE CONTROLLO O VISITA	ISPETTIVA	APPROFONDITA	VISITA ISPETTIVA DI SORVEGLIANZA	RILIEVO STRUMENTALE
Fondazioni	Controllo, delle condizioni del calcestruzzo; eventuali fenomeni di fessurazioni e carbonatazione	Quinquennale	Triennale	Quinquennale
Strutture in	Controllo dello stato di	Quinquennale	Triennale	Quinquennale

c.a. fuori terra	<p>degrado delle strutture gettate in opera.</p> <p>Controllo di eventuali fenomeni di fessurazioni e carbonatazione nella zona in prossimità delle pareti in c.a. e dei pilastri.</p> <p>Individuazioni di eventuali anomalie che possano rappresentare pericoli per la sicurezza e la incolumità di persone e cose</p>			
Strutture in carpenteria metallica	<p>Controllo della presenza di zone soggette ad aggressione chimica (fenomeni ossidazione/corrosione); integrità delle giunzioni imbullonate;</p> <p>integrità delle giunzioni saldate;</p> <p>presenza di eventuali cricche/lesioni.</p>	Triennale	Annuale	Triennale
Strutture in legno	<p>Controllo della di presenza di zone soggette ad aggressione chimica integrità delle giunzioni imbullonate;</p> <p>presenza di danneggiamenti meccanici,</p> <p>presenza di infiltrazioni d'acqua,</p> <p>formazione di condensa.</p>	Triennale	Annuale	Triennale

4.3 Sottoprogramma manutenzioni

Riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene.

In accordo con l'approccio manutentivo prescelto, le attività sotto-elencate rientrano nei criteri d'intervento "a vita sicura" (con la definizione di intervalli temporali) o "a guasto" (l'intervento è conseguente al danneggiamento dell'elemento considerato).

SOTTOPROGRAMMA MANUTENZIONI			
DESCRIZIONE	TIPOLOGIA INTERVENTO	PROGRAMMAZIONE	ESTENSIONE INTERVENTO
Fondazioni	Eventuali interventi di ripristino strutturale e sigillatura di eventuali fessure con idoneo materiale plastico	Occorrenza	Parti degradate
Strutture in c.a. fuori terra	Eventuali interventi di ripristino strutturale e sigillatura di eventuali fessure con idoneo materiale plastico	Occorrenza	Parti degradate
Strutture in carpenteria metallica	Applicazione di vernici antiossidanti	Occorrenza	Parti degradate
Strutture in legno	Applicazione di vernici antiossidanti eventuale sostituzione di parti degradate	Occorrenza	Parti degradate

IL COMMITTENTE

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

IL DIRETTORE DEI LAVORI

ALLEGATI PROVE ESEGUITE SULLA STRUTTURA PER IL PRIMO LOTTO

INDICE ANALITICO

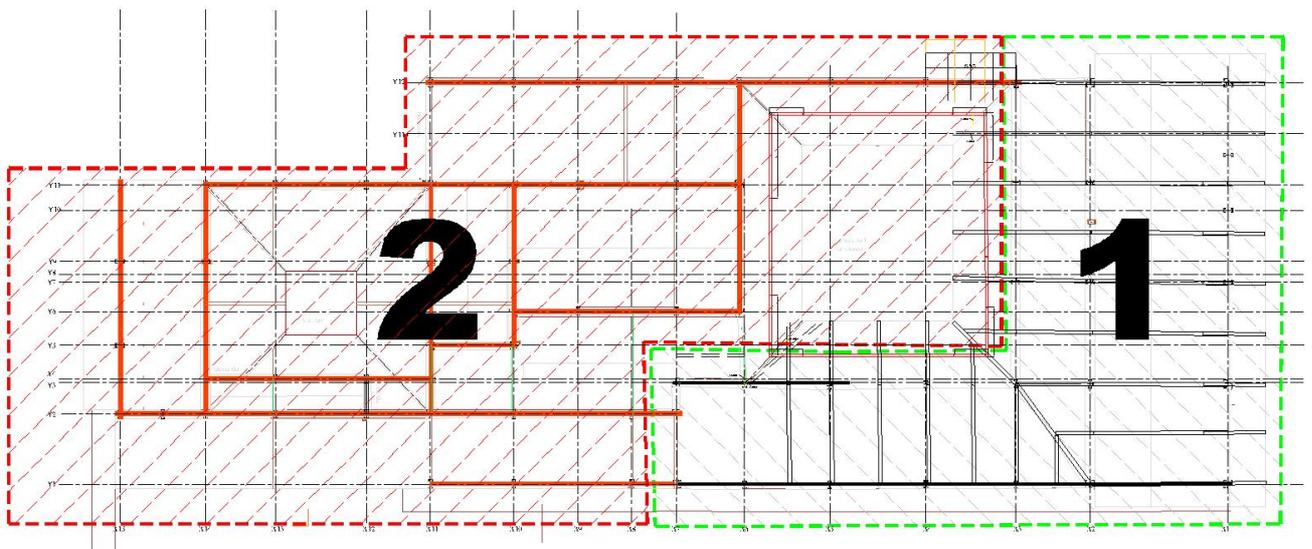
PREMESSA.....	2
II. PARAMETRI SISMICI.....	3
III . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI.....	4
IV. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA.....	5
V - RELAZIONE DI CALCOLO.....	13
1-PROGETTO.....	13
1.1. Lo stato di fatto: le configurazioni e i materiali.....	14
1.2. Le tipologie costruttive e gli schemi strutturali.....	16
1.3. Le fondazioni indirette su micropali.....	19
2-ANALISI DEI CARICHI.....	22
3. PARAMETRI DI CALCOLO.....	24
4.- CALCOLI STRUTTURALI - COPERTURE.....	25
MODELLO COPERTURE.....	48
5-PASSERELLE METALLICHE E PARAPETTO.....	66
FRANGISOLE.....	77
VERIFICA PARAPETTI.....	79
PIANI DI CALPESTIO.....	80
VETRO STRATIFICATO 10+10+10.....	81
VERIFICA TAVOLATO.....	85
6 - VERIFICHE SISMICHE.....	87
6.1 COMPARAZIONE TRA AZIONI DEL VENTO E SIMICHE.....	87
6.2 MODELLI FEM PER L'ANALISI STRUTTURALE.....	87
TIPO DI MODELLAZIONE.....	89
6.3.- CALCOLO MANUALE AZIONI SISMICHE STATICHE.....	90
6.4.- VERIFICHE NODI CAPRIATE.....	107
6.5.- ANALISI DI BUCKLING.....	111
VERIFICHE LOCALI PILASTRI (ELEMENTI BRICK).....	111
6.6- STRUTTURE DI FONDAZIONE- PALI.....	118
MODELLO STATICO GLOBALE partendo da modello S1.....	118
7. CONCLUSIONI ANALISI SISMICHE.....	122
8. RAMPA PERCORSO ESTERNO.....	143
RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI.....	153
PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE.....	154
ALLEGATI PROVE ESEGUITE SULLA STRUTTURA PER IL PRIMO LOTTO.....	163

PREMESSA

La presente relazione è relativa agli “**Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia**” –**SECONDO STRALCIO**.

Il progetto generale comprende le **opere strutturali relative alla copertura dell'area archeologica** della “*Domus di Tito Macro*” (detta già “della Pesca”).

Il primo Stralcio è già in fase di ultimazione con deposito delle strutture n°1255/2015 del 18/06/2015. Il Secondo Stralcio riguarda la copertura della parte occidentale (tratteggiata in rosso nella immagine seguente), e costituisce **Variante Sostanziale** al progetto esecutivo già depositato (1255/15). Già nel primo Lotto era stato descritto l'intero progetto, della Domus, già calcolato e verificato interamente nella fase definitiva ed esecutiva, del quale il primo lotto costituiva un primo stralcio sperimentale da realizzare proprio per mettere a punto alcuni aspetti costruttivi e architettonici. Nella presente **Variante** quindi si completa la struttura e si ricalcola e si verifica il sistema complessivo che è tutto interconnesso senza giunti tecnici. I calcoli vengono completati mantenendo la stessa normativa di riferimento NTC2008. Il primo lotto è stato ultimato con variante non sostanziale ed è soggetto a collaudo parziale.



Pianta del progetto globale della copertura area archeologica della Domus di Tito Macro. In Verde è indicato il Primo Stralcio mentre in Rosso il secondo stralcio oggetto della presente relazione.

II. PARAMETRI SISMICI

Il sottoscritto Ing. Marino Del Piccolo C.F. DPLMRN64B02E473B con studio a Udine in via A.L.Moro n°30/9, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Udine in pos. 1625, progettista strutturale delle opere relative agli “Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia” –primo stralcio, commissionati dalla Fondazione Aquileia, Via Patriarca Popone, 7 - 33051 Aquileia (UD) C.F.: 90017120305 - P. IVA 02696510300

DICHIARA

che il progetto esecutivo allegato è stato redatto secondo il DM 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” facendo riferimento ai seguenti parametri sismici:

CLASSE DELLA STRUTTURA: III
 VITA NOMINALE: $V_n=50$ anni
 COEFFICIENTE D'USO: $C_u=1.5$
 PERIODO DI RIFERIMENTO: $V_r=75$ anni

LOCALIZZAZIONE: ED50 Latitudine: 45.7728 Longitudine: 13.3702
 WGS84 Latitudine: 45.7711 Longitudine: 13.3694

I dati di pericolosità sismica utilizzati sono i seguenti:

Stato limite	Pvr (%)	Tr (anni)	ag/g	Fo	T*c (s)
SLO	81	45	0.064	2.461	0.256
SLD	63	75	0.082	2.461	0.272
SLV	10	712	0.224	2.443	0.336
SLC	5	1462	0.300	2.455	0.352

Il progettista delle strutture

III . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI

La presente relazione viene redatta ai sensi dell'art.4 della L. 5/11/71 n.1086, allo scopo di fornire all'assistente ai lavori e al direttore dei lavori, un quadro sintetico delle caratteristiche e qualità dei materiali da impiegare per la realizzazione delle strutture previste dall'intervento in oggetto.

- CALCESTRUZZO:

- fondazioni e strutture verticali C28/35 (Rck 35Mpa), classe di esposizione XC2fondazioni- Xc1 strutture interne – XC3 Strutture esposte esterne, classe di lavorabilità S5 inerti assortiti di diametro massimo 25mm (fondazioni), 20 mm (solette, travi, cordoli,) provenienti da impianti di estrazione e lavaggio.
cemento portland 325

- ACCIAIO:

Acciaio per c.a.: barre tonde ad aderenza migliorata tipo B450C
 $f_y > 450$ MPa; f_y misurato/ f_y nom < 1.25 ; $1.15 < f_t/f_y < 1.35$;

- ANCORAGGI:

- ancoraggi con iniezione di malta a ritiro compensato tipo EMACO S55
- ancoraggi con iniezioni di resina epossidica tipo Hilti HIT RE 500

- ACCIAIO PER CARPENTERIA:

UNI EN 10025-2 S355 – C60

N.B. in seguito alle prove di cantiere, di cui alla tavola 4.2, su modelli in scala reale, a discrezione della D.L. alcuni elementi potranno essere richiesto in acciaio S450.

- GIUNZIONI BULLONATE:

- viti classe 8.8 dadi classe 8;
- barre filettate zincate, classe di resistenza 8.8 o equivalente;

- GIUNZIONI SALDATE:

saldature di II classe

- LEGNAME:

Legno massiccio larice siberiano classe S1 e Bilama Trilama Classe D60

Il direttore dei lavori

Il progettista delle strutture

IV. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA

La presente relazione è relativa al terreno di fondazione caratterizzante il sito relativo agli “Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia”.

La presente relazione fa riferimento ai parametri dalla relazione geologica redatta per il sito in esame dal Dott. Geologo Massimo Valent.

Al fine di comprendere le caratteristiche geologiche del sito in esame, si riprende brevemente l'evoluzione geologica recente del territorio in esame, facendo particolare attenzione alla dinamica del Fiume Natissa nel periodo post-romano. Il corso del Fiume Natissa non risulta particolarmente lungo: circa cinque chilometri separano la località dei Roncs dalla foce, dove le acque si versano nella laguna di Grado.

Esaminando le antiche mappe che rappresentano il territorio aquileiese nel VIII° secolo, emerge chiaramente che il Fiume Natissa nasceva a quell'epoca in mezzo ad un vasto bosco (il Grant Bosc), completamente deforestato agli inizi del 1800, quando i nobili Cassis acquistarono queste terre per coltivarle in maniera intensiva: A tale scopo la presenza dei boschi e delle copiose acque venne a costituire un problema non di poco conto, che allora fu risolto con un forte riordino fondiario e una modifica della rete drenante. Nel periodo medievale le acque del F.Natissa, chiamato anche Fayet appunto perché nasceva da un bosco di faggeti, furono fatte scorrere su tutti i lati della cinta muraria difensiva della città e probabilmente diedero il nome anche alla porta di sud ovest: porta Faytiula. Ancora oggi oltre alla *Natissa* scendono le acque *dell'Aussèt*, del *Marignùl*, della *Pantanosa*, del *Padovan*. Dopo i Roncs, terreni posti al limite nord del comune di Aquileia, il *Natissa* attraversa i *Paludèi*, un'area bassa, ricca di presenze archeologiche d'epoca romana, per arrivare all'interno della oggi vasta borgata di *Munistîr*. Oltrepassata questa località, il *Natissa* lo si segue accostato alla banchina portuale romana, messa alla luce negli anni '30, adiacente all'area di studio. All'altezza della Basilica le acque del Natissa incontrano quelle di un'altra roggia aquileiese (detta del Mulino di Monastero) per dirigersi verso occidente ed incunarsi all'interno del paese, passando sotto *l'Arc* di *S. Filis*, resto delle mura medievali. Il corso d'acqua poi passa sotto i due ponti: quello sull'attuale strada statale per Grado, chiamato *Punt dal Crist* e quello di fronte al Municipio, chiamato “Punt di Plassa”. Uscito dal perimetro della città antica il *Natissa*, arriva alla *Durìda*, dove riceve le acque del *Flum di Tiars* che a loro volta passano sotto l'attuale Punt da *Vergjnìs*. Qui, le acque oramai miste con quelle salate marine, si dirigono verso sud lambendo i terreni della Malburga sul lato orientale e del Marassin sul lato opposto. Il *Natissa* corre poi lungo le località, a destra dei *Panigài* e a sinistra dei *Montonus* e sfocia in laguna (Comune di Aquileia, 2007). Molto probabilmente il termine *Natissa* deriva dal latino “natare”, cioè nuotare. Un nome simile a Natisone. A tal proposito le cronache storiche riportano più volte che la città romana di Aquileia era lambita, nella parte orientale, dal Natiso cum Turro, cioè dalle acque del Natisone e da quelle del Torre. Questi corsi d'acqua alimentavano il celeberrimo porto romano di Aquileia imperiale (periodo romano), largo

circa 50 metri e lungo oltre 300, e sono venuti a mancare repentinamente nella seconda metà del IV secolo dopo Cristo. Le indagini eseguite nel territorio della città di Aquileia, ed i rilievi topografici di dettaglio del piano campagna, hanno messo in luce la presenza di un paleo-dosso alluvionale, costituito da sedimenti per lo più granulari (sabbie e ghiaie) orientato N-S lungo la Via Sacra, edificato da un paleo-corso d'acqua, non di risorgiva, costituito dal sistema Natisone+Torre. Nell'immediato intorno, si rinvencono depositi di esondazione su piana alluvionale per lo più di ambiente salmastro, e quindi riconducibili a periodiche ingressioni della laguna, queste ultime legate all'aumento del livello medio del mare ed alla subsidenza. Litologicamente, nei primi 20 metri dal piano campagna è stata accertata la presenza di orizzonti lentiformi giustapposti e costituiti da argilla organica che interrompe la continuità di banchi per lo più sabbiosi o limo-sabbiosi. La falda freatica si attesta nell'intervallo 2.5m-3.5m dal piano campagna, sostenuta al letto da orizzonti argillosi compatti.

Le analisi morfologiche, eseguite anche mediante tecniche avanzate di laser scanning (OGS – 2009), testimoniano la presenza del “nucleo storico” costituito da un “alto morfologico” artificiale su cui sono stati sovrapposti gli edifici esistenti.

Si ritiene quindi, che lo spessore medio del materiale di riporto in corrispondenza del sito in esame sia compreso entro i 2m dal p.c. ed inglobi i resti archeologici delle strutture sopite; più in profondità sono presenti alternanze di limi-argilloso-sabbiosi con lenti di sabbie e argille organiche. Il primo sottosuolo deve quindi essere considerato compressibile.

La Bassa pianura friulana è interessata dai fenomeni di subsidenza, così come tutto l'arco della pianura padana che si sviluppa dal Veneto all'Emilia- Romagna. L'intensità del fenomeno naturale in passato è stato aggravato dall'estrazione dei fluidi dal sottosuolo che negli ultimi decenni hanno accelerato i processi di costipamento dei terreni. Nel caso specifico delle Lagune di Marano e Grado, oltre ai processi naturali ed antropici connessi con l'estrazione dell'acqua dal sottosuolo in corrispondenza degli abitati, non vanno sottovalutati i fenomeni di costipamento successivi alle bonifiche che hanno interessato tutto l'arco lagunare a monte dell'attuale argine di conterminazione. Ciò ha comportato un abbassamento del suolo che può aver coinvolto nel tempo gli stessi argini negli anni successivi alla loro realizzazione e all'esecuzione delle opere di drenaggio per il recupero dei terreni ad uso agricolo. Tale abbassamento è stato favorito anche dalla presenza di livelli, talvolta consistenti, di torbe o di argille organiche, particolarmente diffusi in alcuni settori del perimetro lagunare tra le foci dei fiumi Natissa e Turgnano. Tutta la regione compresa tra la linea di livellazione che si sviluppa lungo la strada statale da Latisana a Ronchi a Nord e tra le foci del Tagliamento e dell'Isonzo a Sud, è caratterizzata da significativi fenomeni di “subsidenza” già accertati nel periodo '80-'89 e confermati nel periodo successivo 1989-2004.

Al fine di valutare le caratteristiche del primo sottosuolo in corrispondenza del sito in esame, sono stati eseguiti n° 2 sondaggi a carotaggio continuo a distanza di circa 50m l'uno dall'altro e spinti

a 10m di profondità. L'ubicazione dei punti perforazione è stata attentamente valutata dai progettisti in accordo con la Soprintendenza e con la Fondazione Aquileia.

Sono stati eseguiti 3 sondaggi, di cui due per scopi geognostici e geotecnici fino a 10m dal p.c. e l'altro per l'installazione del piezometro a tubo aperto.

Sondaggio S1 (2.1m s.l.m.) – Stratigrafia Sintetica 26/03/2013.

0.0m ÷ 0.95m Ghiaietto in matrice limo-sabbiosa bruna con ciottoli arrotondati carbonatici, frammenti di radici e laterizi;

0.95m ÷ 1.30m Sabbia limosa rimaneggiata e con resti archeologici;

1.30m ÷ 2.60m Sabbia limosa di colore grigio;

2.60m ÷ 3.50m Limo sabbioso;

3.50m ÷ 5.70m Argilla limosa;

5.70m ÷ 6.20m Sabbia limosa da poco a mediamente addensata;

6.20m ÷ 10.0m Sabbia addensata;

Sondaggio S2 (2.1m s.l.m.) – Stratigrafia Sintetica 26/03/2013

0.0m ÷ 1.00m Ghiaietto in matrice limo-sabbiosa bruna con ciottoli arrotondati carbonatici, frammenti di radici e laterizi;

1.00m ÷ 1.40m Sabbia limosa rimaneggiata e con resti archeologici – resto di legname;

1.40m ÷ 2.70m Sabbia limosa di colore grigio;

2.70m ÷ 3.00m Limo sabbioso;

Sondaggio S3 (2.1m s.l.m.) – Stratigrafia Sintetica – Giugno 2014

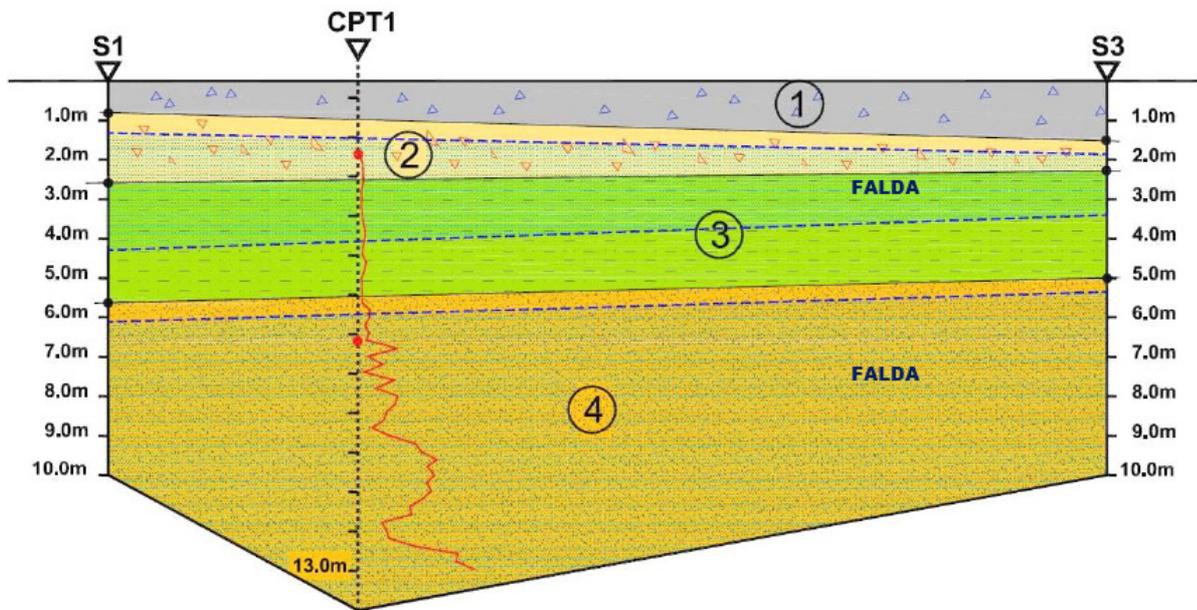
0.0m ÷ 0.6m Ciottoli e ghiaietto sabbioso - Riporto;

0.6m ÷ 2.2m Limo sabbioso rimaneggiato e con resti archeologici;

2.2m ÷ 3.4m Limo sabbioso poco consistente;

3.4m ÷ 5.0m Argilla sabbiosa;

5.0m ÷ 10.0m Sabbia limosa, diventa più addensata a partire da 6.6m;



Orizzonti litotecnici fondamentali individuati nella sezione geologica:

- 1: Riporto eterogeneo recente poco consistente;
- 2: Limo sabbioso con resti archeologici;
- 3: Limo sabbioso e argilla scarsamente consistenti;
- 4: Sabbia da mediamente addensata ad addensata in falda

Quale sedime di fondazione si presenta un suolo ghiaioso al quale si attribuiscono i seguenti valori geotecnici.

Orizzonte litotecnico	Profondità media da p.c.	Comportamento	Pesi volume (t/m³) dry/sat	Cu (Kg/cm²)	Φ (°)	Dr (%)	Ks (Kg/cm²) Bowles
1+2 - Sabbia limo-argillosa con laterizi e resti ARCHEOLOGICI	0.0m + 2.2m	Comportamento misto, prev granulare	1.7/1.9	-	29°	20+30	0.5
3 - Limo sabbioso e Argilla poco consistenti	2.2m + 6.5m	Comportamento prev coesivo	1.8/2.0	Cu=0.3+0.4	-	-	1.0
4a - Sabbia limosa mediamente addensata	6.5m + 9.0m	Comportamento granulare	1.8/2.0	-	33°	50+60	2.5
4b - Sabbia scarsamente limosa addensata	9.0m + 15m	Comportamento granulare	1.8/2.0	-	38°	80+100	6.0

Ks= modulo di reazione orizzontale (Bowles)

Da un punto di vista idrogeologico e morfologico generali l'area in esame rientra all'interno dell'unità definita "Bassa Pianura Centro Orientale", situata a valle della linea delle risorgive, ad una quota media di circa 2m s.l.m.

Il Natissa scorre poco a Est, percorrendo in questo settore un ampio tratto in direzione N-S, per poi piegare bruscamente verso Ovest, dove si congiunge con il Fiume di risorgiva Terzo.

Il sottosuolo risulta interessato da una sovrapposizione di orizzonti a diversa permeabilità che confinano in senso verticale alcune falde artesiane.

Nella fattispecie si sottolinea quanto segue:

- nel corso delle indagini in sito, condotte a partire da quota di circa +2.2m s.l.m., è **stata intercettata una prima falda mediamente a partire da -1.5m** dal boccaforo, risalita a fine perforazione a circa -1.2m dal p.c.; **più in profondità** è stata intercettata una **seconda falda**, probabilmente semi-confinata al letto dall'orizzonte coesivo consistente ed asciutto 3, **a partire da circa -5.5m** dal boccaforo.

- dai dati bibliografici, si evince che l'evoluzione naturale del sito in esame abbia comportato un progressivo abbassamento del piano campagna, ovvero una probabile riduzione dello spessore dell'orizzonte non saturo. La subsidenza in atto è stata confermata anche come tendenza futura, con effetti non del tutto trascurabili per l'orizzonte archeologico.

- Dal punto di vista idrogeologico, risulta importante anche la presenza della Roggia Orientale, che scorre in fregio alla Via Sacra; tale corso d'acqua artificiale è stato introdotto nel XIX° secolo, mentre la Via Sacra, che funge anche da argine, deriva dall'accumulo del materiale di risulta originato dagli scavi che hanno portato alla luce i resti del Porto Antico. Non si escludono fenomeni di filtrazione che si propagano anche nelle zone contermini agli scavi del Fondo Cossar.

Sulla base delle indagini geofisiche eseguite nelle vicinanze e contenute nello Studio Geologico per il PRG, si considera preliminarmente adeguato scegliere come suolo di fondazione la **Categoria C** "Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi fra 180 e 360 m/s".

La verifica a **liquefazione** viene omessa in quanto le litologie in esame **non** rientrano fra quelle sensibili al fenomeno. Il sito in esame non rientra direttamente nelle situazioni interessate da amplificazioni della forza sismica per fattori morfologici (St=1).

PALO DI FONDAZIONE

Dati generali...

Diametro punta	0,25 m
Lunghezza	13,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	0,50 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	ftm [MPa]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,3	22,1
2	C25/30	300	314700	250	141,6	11,9	25,6
3	C28/35	350	323000	280	158,6	12,8	27,6
4	C40/50	500	352200	400	198,3	14,9	32

Acciai:

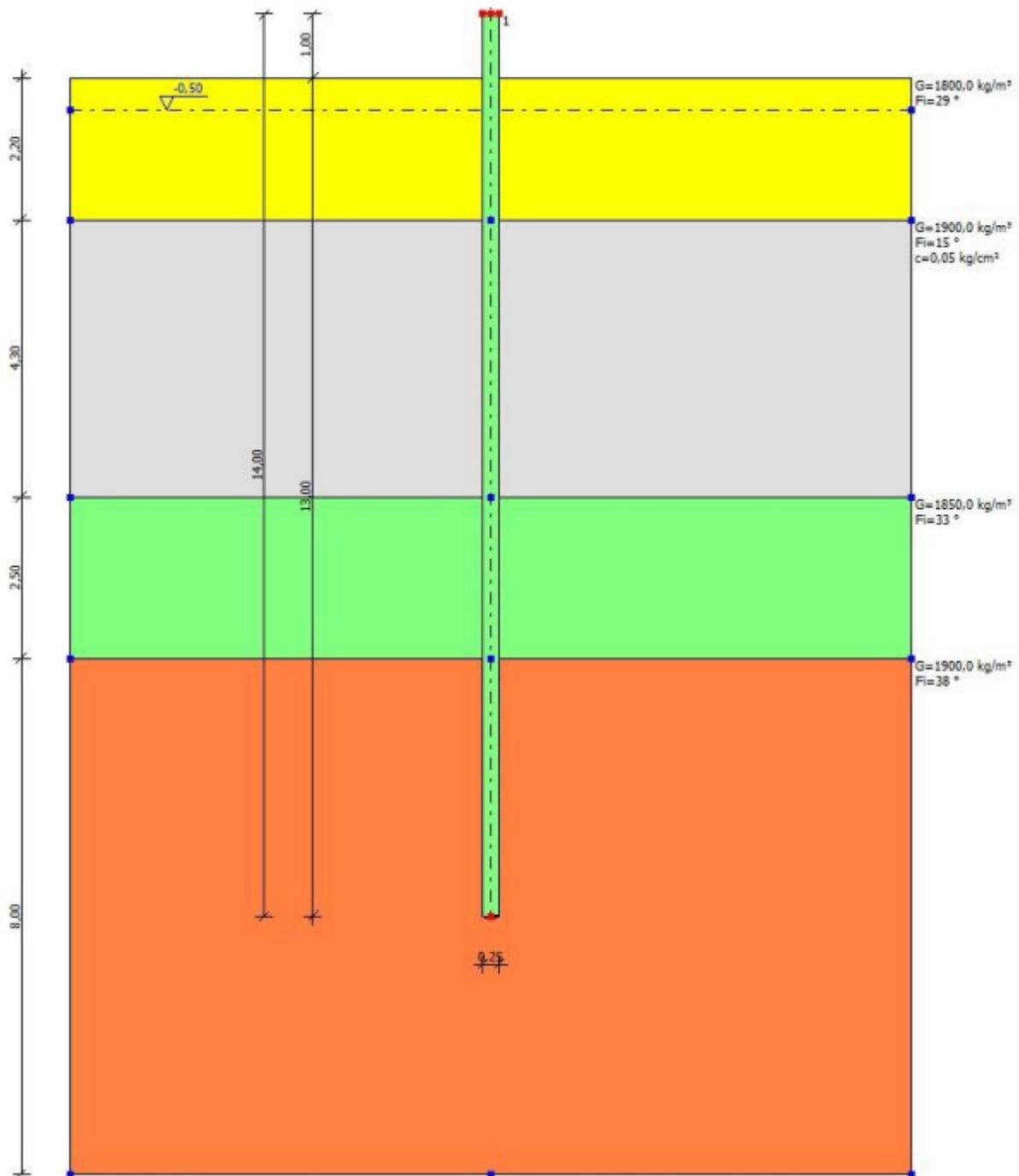
Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 iniz.	B1*B2 finale
1	B450C	2000000	4500	3913	5400	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4583	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2100000	2400	2087	3600	2087	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2100000	2800	2435	4300	2435	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2100000	3600	3130	5100	3600	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	2,20	1800,00	2000,00	0,00	29,00	No	1,00	150,00	0	Sabbia o sabbia limosa sciolta
2	4,30	1900,00	2000,00	0,05	15,00	No	0,80	20,00	0	Argilla o argilla limosa molle
3	2,50	1850,00	2000,00	0,00	33,00	No	1,00	300,00	0	Sabbia limosa mediamente addensata
4	8,00	1900,00	2000,00	0,00	38,00	No	1,00	500,00	0	Sabbia o sabbia limosa densa



Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	65,89	81,58	38,5/0,00	1595,34	43343,00	25041,73	66789,40	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	43343,00	43343,00	43343,00
Laterale	25041,73	25041,73	25041,73
Totale	66789,40	66789,40	66789,40

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,15
 Resistenza di progetto base 18885,84 kg
 Resistenza di progetto laterale 12809,07 kg
 Resistenza di progetto 30099,57 kg

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm j]	Td [kg]	Nr. Barre Diam etro	Nu [kg]	Mu [kgm j]	Cond Verif ica Flessi one	Ver. Press o- Flessi one	Def. Max Cls	Def. Max Fe	Asse Neutr o [cm]	Passo Staff e [cm]	Res. Tagli o [kg]	Sicur ezza taglio	Cond Verif ica Tagli o
1	0	--	--	--	8Ø12	0,12	-2160 ,60	--	Verif icata	3,50E -03	-6,27 E-03	-2,41	--	--	--	Verif icata
2	1,5	119,7 0	--	--	8Ø12	114,3 2	-2161 ,65	--	Verif icata	3,50E -03	-6,23 E-03	-2,38	--	--	--	Verif icata
3	3	239,4 0	--	--	8Ø12	240,8 9	-2162 ,81	--	Verif icata	3,50E -03	-6,19 E-03	-2,36	--	--	--	Verif icata
4	4,5	359,1 1	--	--	8Ø12	367,1 2	-2163 ,96	--	Verif icata	3,50E -03	-6,15 E-03	-2,33	--	--	--	Verif icata
5	6	478,8 1	--	--	8Ø12	480,4 4	-2164 ,98	--	Verif icata	3,50E -03	-6,11 E-03	-2,31	--	--	--	Verif icata
6	7,5	598,5 1	--	--	8Ø12	593,5 0	-2165 ,99	--	Verif icata	3,50E -03	-6,07 E-03	-2,28	--	--	--	Verif icata
7	9	718,2 1	--	--	8Ø12	718,8 0	-2167 ,10	--	Verif icata	3,50E -03	-6,03 E-03	-2,26	--	--	--	Verif icata
8	10,5	837,9 2	--	--	8Ø12	840,0 0	-2168 ,28	--	Verif icata	3,50E -03	-5,99 E-03	-2,23	--	--	--	Verif icata
9	12	957,6 2	--	--	8Ø12	964,7 6	-2169 ,54	--	Verif icata	3,50E -03	-5,96 E-03	-2,21	--	--	--	Verif icata
10	13,5	1077, 32	--	--	8Ø12	1075, 37	-2170 ,66	--	Verif icata	3,50E -03	-5,92 E-03	-2,19	--	--	--	Verif icata

N.B. Il piano di fondazione essere approfondito fino ad intercettare il terreno di tipo ghiaioso-sabbioso.

Durante gli scavi di fondazione dovranno comunque essere verificate le ipotesi di progetto e le effettive caratteristiche del terreno di fondazione.

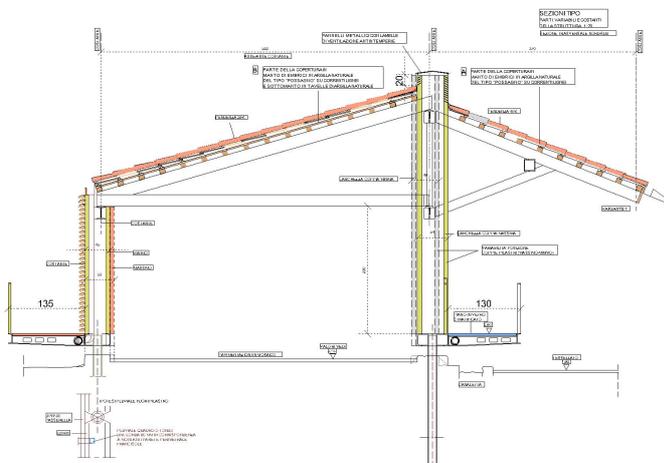
Il progettista delle strutture

V - RELAZIONE DI CALCOLO

1-PROGETTO

La presente relazione è relativa agli Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia SECONDO LOTTO.

Il progetto generale comprende le opere strutturali significative, che riguardano la realizzazione della copertura per l'area archeologica della "Domus di Tito Macro" (detta già "della Pesca"). Il primo stralcio è già in fase di realizzazione **con deposito delle strutture n°1255/2015 del 18/06/2015**. Le verifiche strutturali sono state sviluppate secondo le previsioni del **D.M. 14 gennaio 2008 e la relativa circolare n°617/C.S.LL.PP. del 02 febbraio 2009**.



Sezione tipo



1.1. Lo stato di fatto: le configurazioni e i materiali

La **Domus di Tito Macro** costituisce la parte centrale dell'insula romana del Fondo Cossar, la più completa delle tre *domus* portate alla luce con gli scavi archeologici, tutt'ora in corso.

I resti consistono sostanzialmente nelle **pavimentazioni** dei locali e nelle parti superstiti delle **strutture murarie** antiche. Delle murature antiche restano in alcuni casi solo rari segni delle fondazioni o le trincee di spoliazione, dalle quali fu asportato il pietrame probabilmente dal periodo altomedievale per un successivo reimpiego. Attualmente tali **fosse** sono state svuotate dal materiale di riempimento e segnano in “negativo” l'andamento dei muri antichi.

La maggior parte delle **murature**, interne ed esterne, messe in luce nel '900, furono ricostruite in seguito alla precedente campagna di scavi degli anni '60. Tali murature sono fondazioni parzialmente interrato o muretti appena sporgenti dal piano di progetto. In generale presentano malte, degradate, tessiture e anche pietrame non sempre conformi con la tipologia e la tecnica antiche. Le murature in ogni caso rimangono basse anche nel progetto senza funzione portante fuori terra.



Le **pavimentazioni** superstiti dei locali, a parte le aree sterrate già in origine (è il caso del *peristylum*), sono in buona parte ancora costituite dai mosaici originali, alcuni di grande valore storico-artistico: in alcuni casi solo lacerti musivi, in altri anche pavimentazioni successive sovrapposte progressivamente nei secoli.

La *Domus* costituisce l'unità di un sistema a schiera, presumibilmente a un piano, con pianta rettangolare e murature chiuse sui lati lunghi, in comune con le *domus* adiacenti o sdoppiate con

interspazio per l'alloggiamento di un cunicolo di fondo per la raccolta e lo smaltimento delle acque



superficiali, meteoriche e reflui. Sui lati corti erano situati gli accessi dalla viabilità, spesso dotati di porticati colonnati. La *Domus* di Tito Macro sembra costituita da almeno due fasi costruttive principali, una più antica con locali più piccoli posta verso ovest, l'altra verso est con locali più grandi, forse un ampliamento o una trasformazione successiva, tra il secondo e il quarto secolo dopo Cristo.

Le murature fondazionali originali possono rientrare nella tipologia dell'*Opus incertum*, con pietrame a due "fogli" murari interconnessi (non a sacco). E' possibile che in elevazione sia stato utilizzato anche l'*Opus craticium*, data la limitata presenza in sito di pietrame e l'abbondanza invece di legname di essenza adeguata (rovere, ecc.) dalle vicine foreste planiziali. Come già rilevato anche in altre costruzioni antiche dell'area regionale, è molto probabile che nell'ambito della realizzazione di strutture murarie venissero impiegati, anche in quel periodo, elementi lignei a guisa di cordoli, elementi di ripartizione, architravi, banchine di appoggio di solai e strutture di copertura, anche organizzati a graticcio reticolare, a maglia quadrilatera, come contenimento di settori murari, i quali potevano così essere realizzati con pietrame meno squadrato e di dimensioni più contenute.



1.2. Le tipologie costruttive e gli schemi strutturali

Nella ricomposizione della copertura della *Domus* di Tito Macro, il compito strutturale principale è quello di mettere a punto una tipologia costruttiva stabile e adeguata a configurare sistemi di coperture di progetto coerenti anche dal punto di vista materico e figurativo con le interpretazioni storico-architettoniche e funzionali degli spazi esistenti, portati alla luce con gli scavi archeologici.

Il “Sistema Domus”, messo a punto in questo progetto, anche sulla base di precedenti esperienze realizzative in ambito archeologico, è un sistema architettonico-costruttivo che consente la ricostruzione di sistemi di coperture coerenti con quelli delle costruzioni antiche, lasciando la possibilità (**flessibilità e reversibilità**) di ricalibrare le soluzioni sulla base di eventuali successivi ritrovamenti, approfondimenti e nuovi orientamenti: in sostanza una ricostruzione per “analogia” con un sistema costruttivo-architettonico allusivo di quello antico romano. Tra il sistema murario esistente, le fondazioni e le trincee originali, le pavimentazioni musive antiche, e il sistema “verosimile” di coperture di progetto coerenti-corrispondenti, la **struttura in elevazione** deve costituire un sistema minimale, sempre coerente dal punto di vista figurativo con l’essenza della costruzione muraria (i due fogli murari interconnessi, l’eventuale articolazione a graticcio dei suoi legni e l’appoggio delle strutture della copertura, ecc.), consentendo anche ulteriori, successive possibilità: dalla parziale ma effettiva ricostruzione muraria, fino alla chiusura alternativa con pannelli in altro materiale, per vari fini tra cui quelli espositivi.

La soluzione individuata per la copertura degli scavi archeologici prevede analogamente al primo stralcio, una struttura verticale formata da **pilastri** in acciaio verniciato, costituita da due profili “UPN” accoppiati, a distanza pari allo spessore murario della sottostante muratura archeologica. Alla base, in corrispondenza dell’interfaccia con la sottostante muratura esistente (o parzialmente ricostruita come da progetto), i due profili accoppiati vengono collegati - con schema a “forcella” - a un profilo singolo centrale, tubiforme. Tale elemento costituisce, per ogni pilastro, la struttura

passante nella muratura, attraverso fori eseguiti a rotazione in corrispondenza del centro della muratura (tra i due “fogli murari”), e anche, in definitiva, la fondazione indiretta, il **micropalo** (d=168mm sp16mm) che dovrà assicurare la stabilità della struttura trasferendo i carichi nel terreno sottostante fino a profondità di circa 15 m. I pilastri vengono collocati in pianta tenendo conto dell’articolazione dei muri e delle strutture principali delle coperture, al fine di formare una maglia abbastanza regolare con interasse da 4.0-5.0m con un massimo di 7,0 metri lungo gli assi murari.

Tale sistema detto “Domus” prevede la possibilità di inserire sui pilastri, a livello del passaggio da pilastro a palo alla base, un sistema di **passerelle pedonali** a sbalzo. La struttura delle passerelle è in acciaio, costituita da mensole in corrispondenza dei pilastri e da profili longitudinali perimetrali.

La resistenza alle azioni orizzontali, sismiche ed eoliche viene affidata ai pilastri incastrati al piede per mezzo dei pali.

Il sistema delle coperture comprende un’articolazione di falde tendenzialmente a pendenza costante, disaccoppiate semplici o a colmo aperto, tra cui due organizzate a compluvio, e altre accoppiate a due falde.

Le strutture di copertura sono in legno a capriata e semicapriata a sbalzo con arcarecci e manto in embrici di laterizio alla romana. Tra le capriate e i pilastri, il collegamento, l’articolazione e la ripartizione sono assicurate da un sistema reticolare in acciaio e legno, con diagonali incrociati.

I due compluvi, a patio, sono dotati di struttura a graticcio con elementi in acciaio-legno, al fine di ridurre l’effetto a sbalzo della relativa copertura. I puntoni e le catene delle capriate vengono realizzate in struttura mista legno-acciaio. La struttura ricorrente è quindi costituita da un’anima a doppio angolare, e da due travi di legno bilama di larice, sagomate, accoppiate e fissate tra loro e con l’acciaio per mezzo di viti da legno. Tra legno e Acciaio si è previsto anche un incollaggio di tipo poliuretano che consente la collaborazione e la compatibilità deformativa e termoigrometrica tra i due materiali, evitando la formazione di condensa. Gli elementi interni in acciaio assicurano l’efficacia dell’appoggio e dell’ancoraggio a trazione (utile anche per la presenza appunto di sbalzi), evitando concentrazioni di collegamenti, il legno garantisce una maggiore resistenza a flessione e stabilità dell’equilibrio.

La struttura principale della domus è quindi costituita da queste capriate e travi reticolari modulari con tiranti incrociati, interconnesse su pilastri accoppiati in acciaio collegati alla base ciascuno ad un palo in acciaio passante attraverso la muratura esistente ed inserito nel terreno per 15 m tale da sviluppare adeguate capacità portanti verticale (in profondità) e orizzontale (nei primi 3-5 m). Le coperture sono state dotate di controventi di piano incrociati. Il complesso costruttivo della *Domus* della Pesca viene realizzato con un organismo strutturale unico senza giunti tecnici.

La realizzazione del PRIMO LOTTO della struttura in oggetto di tipo non convenzionale anche se già sperimentata e realizzata in casi analoghi, è stata cautelativamente sottoposta ad una da una serie di prove di carico preliminari, su campioni e su modelli in scala reale, eseguite in sito, come si fa

comunque e normalmente per le palificate.

Si allegano le relazioni delle prove effettuate per il primo lotto

Tali prove di carico hanno verificato:

- la capacità portante verticale dei pali,
- la capacità portante orizzontale dei pali e la deformabilità dell'incastro alla base del pilastro in corrispondenza del collegamento con il palo.
- la deformabilità e la resistenza flessionale del [pilastro tipo] e del sistema [palo/pilastro accoppiato/ copertura a sbalzo in legno e in legno acciaio].

Nel progetto, sulla base del tipo di terreno descritto nella relazione geologica e dei materiali adottati sono state effettuate le analisi degli schemi strutturali e le verifiche delle strutture del sistema descritto considerando l'interazione con i muretti alla base. I muretti hanno la funzione di contenimento del terreno resistente in spinta passiva. Tutti i 25 pali effettuati nel primo lotto hanno rivelato nei primi 3 m di carotatura e campionamento effettuati un terreno ghiaioso limoso e argilloso molto ben assortito e compatto (la falda è al di sotto degli strati interessati dalla spinta orizzontale del palo anche se la quota piezometrica è mediamente a -2.00m). Nelle prove di carico eseguite i pilastri sono stati caricati (con schema a puro incastro) orizzontalmente in testa con carichi ($1.5833=38\text{kN}_{\text{prova}}/24\text{kN}_{\text{prog.}}$) 1.5 volte la max azione sismica calcolata (con $q=1$) ottenendo deformazioni sull'acciaio controllate con sensori tali da mantenere sempre le tensioni in campo elastico (misurate con sensori strength-gauges). Durante le prove sono peraltro anche stati demoliti in parte i muretti (ipotizzando numerosi cicli distruttivi) verificando che comunque il carico continuava a salire oltre il 50% del carico di progetto mantenendo il campo elastico nell'acciaio, con deformazioni oltre i 10 cm in sommità e i 2 cm alla base, recuperando totalmente la posizione iniziale a scarico avvenuto. **Analoghe prove verranno eseguite nel secondo stralcio.**

Il progetto strutturale originale aveva ipotizzato l'inserimento di alcuni elementi e soluzioni cautelative come controventi di parete che non sono state adottate perché avrebbero concentrato le azioni in alcuni elementi. Dato che il terreno si è rivelato omogeneo come da relazione geologica si è preferito lasciare ad ogni pilastro il suo carico orizzontale a favore di un comportamento più uniforme ed equilibrato. L'assenza di controventi concentrati e la capacità deformativa del sistema garantisce anche la compatibilità alle deformazioni termiche.

Nel modello di calcolo si è considerato sempre solo l'acciaio verificando i gradi di continuità bullonati e i profili. Il legno è stato considerato come semplicemente appoggiato solo per i puntoni inflessi delle capriate.

Tra il legno e l'acciaio viene realizzata una connessione distribuita mediante viti da legno e colla poliuretanicale tale da poter considerare le strutture lignee non collaboranti dal punto di vista flessionale (non quindi a sezione mista piana) ma comunque soggette alla stessa deformazione e quindi connesse in parallelo.

Il comportamento dell'insieme e quello locale della struttura e l'accoppiamento dei materiali è quello già verificato nel primo stralcio e il presente progetto costituisce semplicemente il completamento del progetto iniziale di cui il primo stralcio costituiva il primo campione.



Installazione sezione tipo per il Primo Lotto

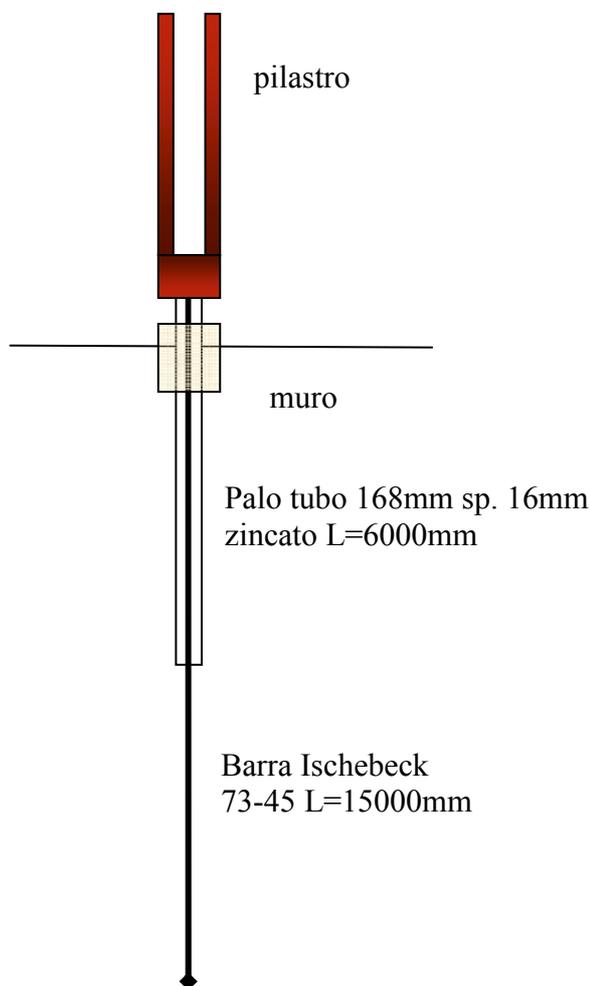
1.3. Le fondazioni indirette su micropali

Nel "sistema Domus" dunque si prevede una soluzione fondazionale di tipo indiretto, a micropali, dove è lo stesso pilastro che, in corrispondenza dell'incontro con la muratura esistente diventa, con un cambio di sezione, micropalo. Nel "sistema Domus" è il pilastro stesso che, senza plinti invasivi di raccordo, si trasforma appunto in micropalo singolo per entrare nel muro archeologico per poi proseguire nel terreno fino ad una profondità (circa 15 m) tale da garantire livelli adeguati di resistenza orizzontale e verticale.

Su una superficie archeologica complessiva da proteggere di circa 1500 mq, è prevista una settantina di micropali, uno per pilastro, con un rapporto praticamente di un palo ogni 20 mq circa di superficie coperta. Al fine di ridurre ulteriormente l'impatto archeologico, i pilastri e i relativi micropali vengono collocati in asse con le murature e quindi non solo non interessano le aree

pavimentali spesso dotate di mosaici e di altre tracce di presenza archeologica, ma interessano anche relativamente la struttura muraria antica in quanto localizzati appunto in asse tra i paramenti murari, nella zona intermedia della muratura solitamente interessata da materiale di riempimento.

Il micropalo viene realizzato con barra Ischebeck 75-45mm in acciaio meccanico S450 fino a profondità 15 m e con puntale per diametro palo e rivestimento in cemento pari a circa 25cm. Negli ultimi 6 m viene infilata nel volume di miscela cementizia un controtubo strutturale in acciaio S355 in diametro 168mm spessore 16mm,



In sintesi si prevede, previa posa di geotessile sulle aree di lavoro, di materiale misto granulare per consentire l'ingresso dei mezzi senza pesare sulle opere da conservare e di eventuale protezione meccanica dei muri:

- foro nelle murature e nel terreno archeologico a carotaggio continuo a circolazione d'acqua (con corona diamantata) e recupero completo della carota fino a 3 m;
- il successivo foro nel terreno sottostante fino alla quota finale eviterà, con opportune tecnologie, la formazione di fanghi superficiali e/o sovrappressioni d'aria compressa (e conseguenti vibrazioni)

La perforazione avanzerà progressivamente senza camicia. Giunti alla profondità di progetto a circa

- 15.00 m, viene gettato con boiaccia di cemento betoncino per tutta la profondità di 15 m e diametro di 20-28cm

- Nel getto fresco viene inserita l'armatura del palo (tubo in acciaio, $d=168$ mm).

- Verranno anche realizzate prove di carico su micropali di prova eseguiti preliminarmente. Tali micropali verranno eseguiti secondo le modalità di progetto ed eventuali altre prescrizioni di prova. Alcuni di questi saranno oggetto di **prova** mentre gli altri avranno funzione di contrasto. Le prove di carico saranno di tipo verticale e orizzontale pseudo-sismico (carichi quasi-statici e ciclici), al fine di valutare la deformabilità elastica, plastica e la resistenza dei pali rispetto ai carichi di progetto. Sulla base dei risultati di deformabilità e di resistenza potranno essere ricalibrati il diametro, lo spessore del tubo e la lunghezza dei pali stessi.

Nel corso dei lavori, nel caso si rilevi che il terreno di fondazione sottostante gli strati archeologici sia particolarmente sciolto e inadeguato (anche se questa condizione non si è presentata nei primi 25 pali del primo lotto e nelle prove di carico), si dovranno prevedere adeguati consolidamenti del terreno naturale (senza interessare il terreno archeologico), mediante **iniezioni** a bassa pressione di bentonite additivata con frazione legante, da effettuare ad opportuna profondità, mediante aghi forati sottili ovviamente previa verifica dei punti dai quali tali operazioni potranno essere effettuate, escluse le superfici rilevanti dal punto di vista storico, artistico e archeologico.

La tecnologia indiretta mediante micropalo in sostanza consente, adottando adeguate armature tubiformi, di trasferire in profondità le azioni sismiche ed eoliche, by-passando gli strati superiori più importanti dal punto di vista archeologico.

In corrispondenza dell'attraversamento nel muro i pali isolati avranno comunque la possibilità di deformarsi senza danneggiare le murature grazie a opportuni giunti di dilatazione anulari deformabili. Le prove eseguite dimostrano che i pali possono essere sollecitati con azioni anche 2 volte il taglio sismico senza danneggiare i muretti a parte qualche piccola fessura che poi si richiude perfettamente. La tecnologia adottata dovrebbe quindi ridurre al minimo, cercando di rendere trascurabile, il disturbo ai manufatti storici e al sistema archeologico dell'area. E' evidente che la soluzione di trasformare il pilastro in palo, oltre a ridurre al minimo la struttura portante e il relativo impatto archeologico, si avvicina per quanto possibile alla condizione, comunque ideale, di reversibilità della stessa.

Le fosse di spoglio restituite dagli scavi, esse stesse elementi archeologici importanti - in quei tratti, l'unica memoria materiale e figurativa in negativo del muro che non c'è più - tenuto conto della particolare vulnerabilità e degradabilità nel tempo, verranno richiuse soprattutto ai fini conservativi. Il progetto prevede la pulizia del foro, la posa di un geotessile sul fondo e sulle pareti dello scavo, la posa di nuova muratura armata con armature d10mm e rete tipo Fibrenet con pietrame e mattoni di recupero e malta a base di calce e cemento. L'interspazio tra i muri e le pareti laterali di scavo (protette dal geotessile), verrà riempito con misto granulare costipato. I muri nuovi saranno dotati già dei foro per la formazione dei micropali, da eseguire, come da progetto, in corrispondenza dei pilastri.

2-ANALISI DEI CARICHI

La presente analisi dei carichi è stata svolta sulla base degli elementi costruttivi presenti nel fabbricato in oggetto, indicati negli elaborati grafici di progetto, e con l'adozione dei sovraccarichi previsti dalla normativa vigente /4/5/6.

COPERTURE tipo A		<i>leggera</i>	$\alpha = 23$	massimo	
Manto in coppi					60,0 daN/mq
Embrici					30,0 daN/mq
arcarecci					10,0 daN/mq
travi legno principali					15,0 daN/mq
travi e strutture metalliche di copertura					55,0 daN/mq
CARICO PERMANENTE			$g =$		170,0 daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	(neve) (*)		$q =$		120,0 daN/mq
CARICO STATICO (carichi in proiezione)			$g/\cos\alpha + q =$		304,7 daN/mq

COPERTURE IN VETRO		<i>leggera</i>	$\alpha = 23$	massimo	
Manto in VETRO					70,0 daN/mq
arcarecci					15,0 daN/mq
travi legno principali					15,0 daN/mq
travi e strutture metalliche di copertura					55,0 daN/mq
CARICO PERMANENTE			$g =$		155,0 daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	(neve) (*)		$q =$		200,0 daN/mq
CARICO STATICO (carichi in proiezione)			$g/\cos\alpha + q =$		368,4 daN/mq

PASSERELLE tipo 1		<i>vetro</i>			
vetro di calpestio 4cm				100,00	daN/mq
struttura metallica				40,00	daN/mq
CARICO PERMANENTE			$G =$	140	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE			$Q =$	500	daN/mq

PASSERELLE tipo 2		<i>tavolato o grigliato</i>			
tavolato o grigliato di calpestio 4cm				25,00	daN/mq
struttura metallica				40,00	daN/mq
CARICO PERMANENTE			$G =$	65	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE			$Q =$	500	daN/mq

PASSERELLA Camminamento esterno					
tavolato di calpestio 4cm				25,00	daN/mq
struttura metallica				50,00	daN/mq
CARICO PERMANENTE			$G =$	75	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE			$Q =$	500	daN/mq

Spinteo orizzontali sul parapetto

300

daN/m

Strutture di tamponamento perimetrali su due lati

300,00

daN/mq

Strutture metalliche

7850,00

daN/mc

(*) vd. carico neve e coeff. di forma su coperture a più falde.

Carico neve

3,4 D.M. 14-01-2008 e Circ. Min. LL.PP. 02-02-2009 n. 617

as= 3 m s.l.m. (AQUILEIA) <200m

$q_{sk} = 1,50 \text{ daN/m}^2$

$\alpha = 23,0^\circ$ $q_s = \mu_i \cdot q_{sk}$ (daN/m²)

$\mu_1 = 0,80$ - $q_1 = 1,20$

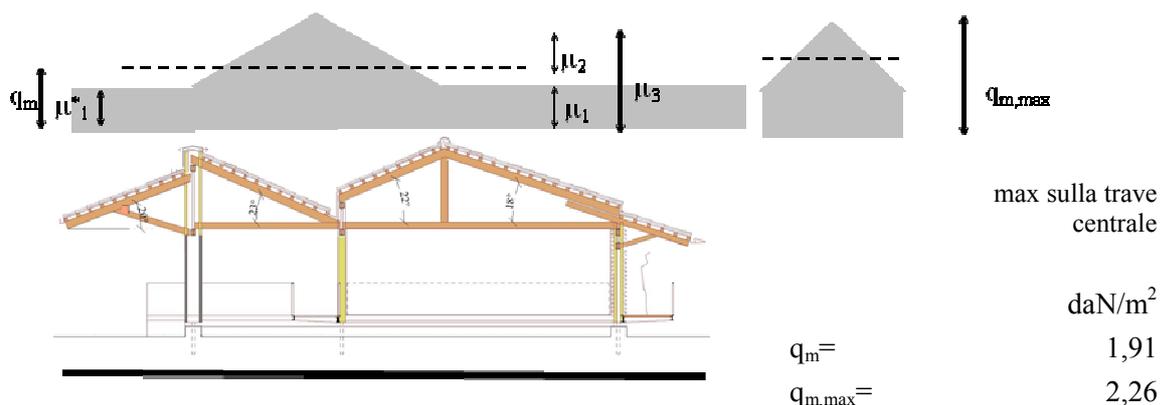
$\mu_1^* = 0,80$ - $q_1^* = 1,20$

$\mu_2 = 1,41$ - $q_2 = 2,12$

$\mu_3 = 2,21$ - $q_3 = 3,32$

Coeff. di forma su coperture a più falde.

C.3,4,5,4 D.M. 14-01-2008 e Circ. Min. LL.PP. 02-02-2009 n. 617



vento								
categ.	classe	kr	zo(m)	zmin(m)	z(m)	$\alpha r(500)$	Tr	$\rho(\text{daN/m}^3)$
IV	B	0,22	0,3	8	4,50	1,122	500	1,25
Cev(z)=	1,28							
Cp=	-0,34	: copertura						
	0,80	: parete sopravvento						
	0,40	: parete sottovento						
Cd=	1							
$q(z) = (\rho \cdot v_p^2) / 2$		80,41	daN/mq					
vref=	25,00	m/s						
vr(Tr)=	28,06	m/s						
vp(z)=	35,87	m/s						
CARICO DEL VENTO								
$p_v = p \times C_{pe} =$								
	pv1=	0,643	kN/mq	parete sopravvento				
	pv2=	0,322	kN/mq	parete sottovento				
	pv3=	-0,273	kN/mq	copertura				
vento radente								
$p_f = q(z) \cdot c_e \cdot c_f$		4,1	daN/mq					
Cf=		0,04	azione tangenziale del vento superficie molto scabra					

3. PARAMETRI DI CALCOLO

CALCESTRUZZO

Classe C28/35 per strutture in elevazione e classe C25/30 per fondazioni

	R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctk}	f_{ctd}	E
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
C28/35	35,0	28	18,7	2,8	1,9	1,2	32308

ACCIAIO PER C.A.

B450C (Fe B 44k)

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
540	450	391	2100000

ACCIAIO PER CARPENTERIA

S450

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
550	440	419	2100000

S355

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
510	355	338	2100000

C60

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
830	590	562	2100000

BULLONERIA

Bulloni ad alta resistenza Classe 8.8 - 10.9

	f_{yb}	f_{yd}	f_{tb}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
8.8	649	519	800
10.9	900	720	1000

SALDATURE DI IIa CLASSE

LEGNO LAMELLARE

CLASSE	D30	D60	GL24h (BS11)	GL28h (BS14)
$f_{m,k}$	30	60	24	28
$f_{t,0,k}$	18	36	16,5	19,5
$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,4	0,45
$f_{c,0,k}$	23	32	24	26,5
$f_{c,90,k}$	8	10,5	2,7	3,0
$f_{v,k}$	3	5,3	2,7	3,2
$E_{0,m}$	10000	17000	11600	12600
$E_{0,k}$	8000	14000	9400	10200
$E_{90,m}$	640	1130	390	420
G_m	530	1060	720	780

4.- CALCOLI STRUTTURALI - COPERTURE

Nelle pagine seguenti si riportano le verifiche degli elementi di copertura

Arcarecci carico neve 170 daN/mq luce massima 275cm

ARCARECCI Stati Limite	arcareccio singola campata
-------------------------------	-----------------------------------

Geometria	
α : angolo inclinazione	23 °
L: luce di calcolo arcarecci	275 cm
i: interasse arcarecci (proiezione)	39 cm

Materiale		
Tipo: legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 420 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 40 daN/cm ²	ρ_k : 600 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 1E+05 daN/cm ²	G_{mean} : 8100 daN/cm ²	

Sezione		
b: base	10 cm	A: 80 cm ²
h: altezza	8 cm	W_x : 107 cm ³
		J_x : 427 cm ⁴
	χ : 1,2	W_y : 133 cm ³

Carichi SLU		
		
	in falda proiezione i	
	daN/m ² daN/m ² m daN/m	
g_k : permanenti	115,0 124,9	γ_g : 1,5 0,39 73,1
pp: peso proprio	4,8 daN/m	γ_g : 1,3 6,2
variabile:	neve	
Q_k : variabili	170,0	γ_q : 1,5 0,39 99,5
W_k : totale		<u>178,8</u>

Sollecitazioni SLU	
schema di calcolo:	
Cl durata: Permanente	Cl durata: Media
T: taglio $\frac{(g_k + pp) \cdot l}{2}$ 109,1 daN	T: taglio $\frac{W_k \cdot l}{2}$ 245,8 daN
M_x : momento asse x $(g_k + pp) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$ 69,0 daNm	M_v : momento vento falda $\frac{q_{ik} \cdot i \cdot J^2}{\cos \alpha \cdot 8}$ 39,8 daNm
M_y : momento asse y $(g_k + pp) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$ 29,3 daNm	M_x : momento asse x $M_v + W_k \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$ 195,4 daNm
	M_y : momento asse y $W_k \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$ 66,0 daNm

Verifiche tensioni SLU	
sollecitazioni massime:	
	tensioni massime:
	$\sigma_{xd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_x}$ $\sigma_{yd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_y}$ $\tau_{//d}^{SLU} : \frac{3}{2} \frac{T_{max}}{A}$
Cl durata :	daN daNm daNm daN/cm ² daN/cm ² daN/cm ²
Permanente	109,1 69,0 29,3 64,7 22,0 2,0
Media	245,8 195,4 66,0 183,2 49,5 4,6
verifiche:	
Sezione: rettangolare	
k_m : 0,7	$f_d : k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$
Cl durata :	$f_{m,d}$: $f_{v,d}$: $\frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d} + k_m} \cdot \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$ $k_m \cdot \frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$ $\frac{\tau_{//d}}{f_{v,d}}$
Permanente	2 0,6 168,0 16,0 0,5 0,4 < 1 0,1 < 1
Media	2 0,8 224,0 21,3 0,97 0,8 < 1 0,2 < 1

Carichi SLE

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	115,0	124,9	4_g : 1,0	0,39	48,7
pp : peso proprio		4,8	4_g : 1,0		4,8
variabile: neve					
q_k : variabile cmb rara		170,0	4_q : 1,0	0,39	66,3
w_k : totale					119,8

Verifiche deformazioni SLE

istantanea permanente:

carico distribuito:

$$U_{G \text{ ist}} = \left(\frac{5}{384} \frac{I^4}{EJ} + \alpha \cdot \frac{I^2}{8GA} \right) \cdot (3,7+4,8) : \quad \text{cm} \quad ? \sqrt{378}$$

0,73

istantanea variabile:

carico distribuito:

$$U_{Q \text{ ist}} = \text{cmb rara} \left(\frac{5}{384} \frac{I^4}{EJ} + \alpha \cdot \frac{I^2}{8GA} \right) \cdot 3 : \quad \text{cm} \quad ? \sqrt{305}$$

0,90

$$CI \text{ servizio } \mathbf{2} \quad k_{def} = \mathbf{0,7} \quad 4_g = \mathbf{0,1}$$

differita permanente:

$$U_{G \text{ dif}} = k_{def} \cdot u_{G \text{ ist}} : \quad \text{cm} \quad 0,51$$

0,7 x 0,73 :

differita variabile:

$$U_{Q \text{ dif}} = \text{cmb rara} \cdot v_2 \cdot k_{def} \cdot u_{Q \text{ ist}} : \quad \text{cm} \quad 0,06$$

0,1 x 0,7 x 0,9 :

freccia istantanea variabile:

$$u_{Q \text{ ist}} : \quad \mathbf{0,90} < \mathbf{1,38} \text{ cm}$$

?

$$1/305 < 1/200$$

freccia finale variabile:

$$u_{Q \text{ fin}} = u_{Q \text{ ist}} + u_{Q \text{ dif}} : \quad \mathbf{0,96} < \mathbf{1,38} \text{ cm}$$

?

$$1/285 < 1/200$$

freccia finale totale:

$$u_{T \text{ fin}} = u_{G \text{ ist}} + u_{Q \text{ ist}} + u_{G \text{ dif}} + u_{Q \text{ dif}} : \quad \mathbf{2,20} < \mathbf{2,75} \text{ cm}$$

?

$$1/125 < 1/100$$

Per questioni di natura architettonica potrà essere utilizzata anche una sezione degli arcarecci **10*10cm**

Arcarecci carico neve 120 daN/mq luce massima 300cm

ARCARECCI Stati Limite arcareccio singola campata

Geometria	
4: angolo inclinazione	23 °
L: luce di calcolo arcarecci	300 cm
i: interasse arcarecci (proiezione)	39 cm

Materiale		
Tipo: legno massiccio	Classe: D60	4_M : 1,50
$f_{m,k}$: 420 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 40 daN/cm ²	4_k : 600 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 1E+05 daN/cm ²	G_{mean} : 8100 daN/cm ²	

Sezione		
b: base	10 cm	A: 80 cm ²
h: altezza	8 cm	W_x : 107 cm ³
		J_x : 427 cm ⁴
	4 : 1,2	W_y : 133 cm ³

Carichi SLU					
	in falda	proiez orizz		i	
	daN/m ²	daN/m ²		m	daN/m
g_k : permanenti	115,0	124,9	4_g : 1,5	0,39	73,1
pp: peso proprio		4,8 daN/m	4_g : 1,3		6,2
variabile:	neve				
Q_k : variabili		120,0	4_q : 1,5	0,39	70,2
W_k : totale					<u>149,5</u>

Sollecitazioni SLU			
schema di calcolo:			
			
Cl durata: Permanente	Cl durata: Media		
T: taglio $\frac{(g_k + pp) \cdot l}{2}$	119,0 daN	T: taglio $\frac{W_k \cdot l}{2}$	224,3 daN
M_x : momento asse x $(g_k + pp) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	82,1 daNm	M_v : momento vento falda $\frac{q_{ik} \cdot i}{\cos \alpha} \cdot \frac{L^2}{8}$	33,5 daNm
M_y : momento asse y $(g_k + pp) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	34,9 daNm	M_x : momento asse x $M_v + w_k \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	188,3 daNm
		M_y : momento asse y $w_k \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	65,7 daNm

Verifiche tensioni SLU						
sollecitazioni massime:		tensioni massime:				
	T	M_x	M_y	$\sigma_{xd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_x}$	$\sigma_{yd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_y}$	$\tau_{//d}^{SLU} : \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$
Cl durata :	daN	daNm	daNm	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
Permanente	119,0	82,1	34,9	77,0	26,2	2,2
Media	224,3	188,3	65,7	176,5	49,3	4,2
verifiche:						
Sezione: rettangolare	$f_d : k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$					
k_m : 0,7	$f_{m,d}$:	$f_{v,d}$:	$\frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$	$k_m \cdot \frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{//d}}{f_{v,d}}$	
Cl durata : Cl servizio.	k_{mod} :	daN/cm ²	daN/cm ²			
Permanente	2	0,6	168,0	16,0	0,6	0,5
Media	2	0,8	224,0	21,3	0,94	0,8
					< 1	< 1
					< 1	< 1

Carichi SLE

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		<i>i</i> m	daN/m
g_k : permanenti	115,0	124,9	γ_g : 1,0	0,39	48,7
pp : peso proprio		4,8 daN/m	γ_g : 1,0		4,8
variabile: neve					
q_k : variabile cmb rara		120,0	γ_q : 1,0	0,39	46,8
w_k : totale					100,3

Verifiche deformazioni SLE

istantanea permanente:

carico distribuito:

$$U_{G \text{ ist}} = \left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \lambda \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot (3,7+4,8) : \quad \text{cm} \quad 1,03 \rightarrow 1/292$$

istantanea variabile:

carico distribuito:

$$U_{Q \text{ ist}} = \text{cmb rara} \left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \lambda \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot 8 : \quad \text{cm} \quad 0,90 \rightarrow 1/333$$

$$CI \text{ servizio } \mathbf{2} \quad k_{def} = \mathbf{0,7} \quad \psi_2 = \mathbf{0,1}$$

differita permanente:

$$U_{G \text{ dif}} = k_{def} \cdot U_{G \text{ ist}} = 0,7 \times 1,03 : \quad \text{cm} \quad 0,72$$

differita variabile:

$$U_{Q \text{ dif}} = \psi_2 \cdot k_{def} \cdot U_{Q \text{ ist}} = 0,1 \times 0,7 \times 0,9 : \quad \text{cm} \quad 0,06$$

freccia istantanea variabile:

$$U_{Q \text{ ist}} = \mathbf{0,90} < \mathbf{1,50} \text{ cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/333 < 1/200$$

freccia finale variabile:

$$U_{Q \text{ fin}} = U_{Q \text{ ist}} + U_{Q \text{ dif}} = \mathbf{0,96} < \mathbf{1,50} \text{ cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/312 < 1/200$$

freccia finale totale:

$$U_{T \text{ fin}} = U_{G \text{ ist}} + U_{Q \text{ ist}} + U_{G \text{ dif}} + U_{Q \text{ dif}} = \mathbf{2,71} < \mathbf{3,00} \text{ cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/111 < 1/100$$

Geometria

γ : angolo inclinazione	22 °
L: luce di calcolo arcarecci	370 cm
i: interasse arcarecci (proiezione)	39 cm

Materiale

Tipo: legno massiccio	Classe: S1	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 420 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 40 daN/cm ²	γ_k : 500 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 130000 daN/cm ²	G_{mean} : 8100 daN/cm ²	

Sezione

b: base	10 cm	A:	80 cm ²
h: altezza	8 cm	W_x :	107 cm ³
		J_x :	427 cm ⁴
		W_y :	133 cm ³
γ :	1,2		

Carichi SLU

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	135,0	145,6	γ_g : 1,5	0,39	85,2
pp: peso proprio		4,0 daN/m	γ_g : 1,3		5,2
variabile:	neve				
q_k : variabili		120,0	γ_q : 1,5	0,39	70,2
W_k : totale					160,6

Sollecitazioni SLU

schema di calcolo:



Cl durata: Permanente		Cl durata: Media			
T: taglio	$\frac{(g_k + pp) \cdot l}{2}$	167,2 daN	T: taglio	$\frac{w_k l}{2}$	297,1 daN
M_x : momento asse x	$(g_k + pp) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	143,4 daNm	M_v : momento vento falda	$\frac{q_{ik} \cdot i}{\cos \alpha} \cdot \frac{l^2}{8}$	50,5 daNm
M_y : momento asse y	$(g_k + pp) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	57,9 daNm	M_x : momento asse x	$M_v + w_k \cdot \cos \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	305,3 daNm
			M_y : momento asse y	$w_k \cdot \sin \alpha \cdot \frac{L^2}{8}$	102,9 daNm

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

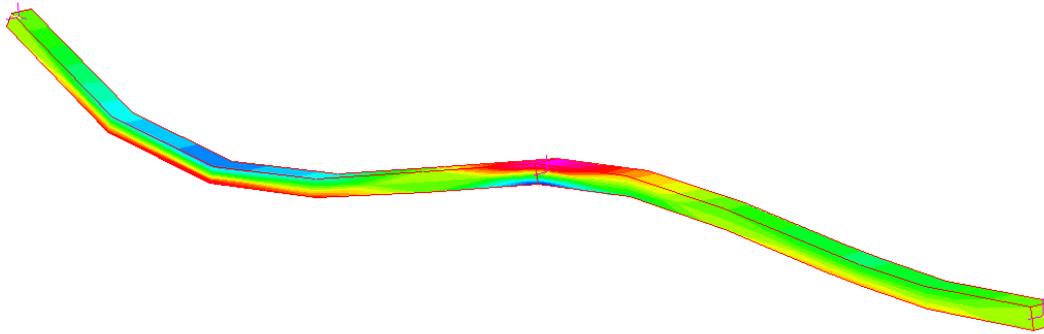
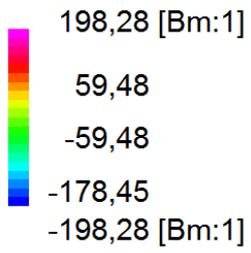
tensioni massime:

	T	M_x	M_y	$\sigma_{xd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_x}$	$\sigma_{yd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_y}$	$\tau_{jd}^{SLU} : \frac{3}{2} \frac{T_{max}}{A}$
Cl durata :	daN	daNm	daNm	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
Permanente	167,2	143,4	57,9	134,4	43,5	3,1
Media	297,1	305,3	102,9	286,2	77,2	5,6

verifiche:

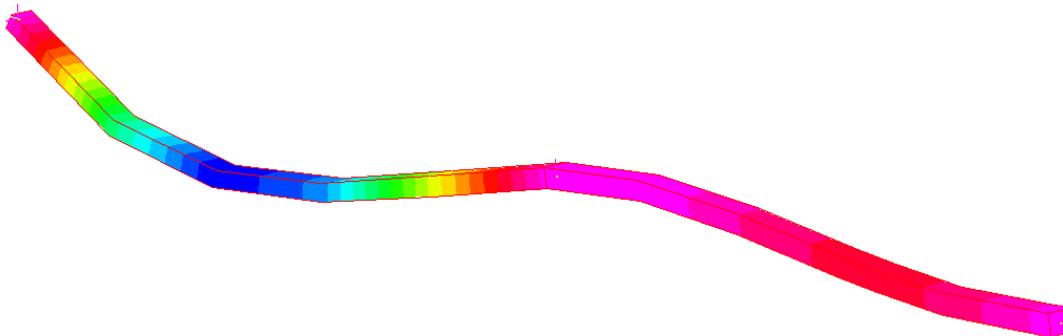
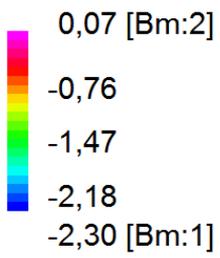
Sezione: rettangolare	$f_d : k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$				
k_m : 0,7	$f_{m,d}$: $f_{v,d}$: $\frac{\sigma_{x,d} + k_m \cdot \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}}{f_{m,d}}$ $k_m \cdot \frac{\sigma_{x,d} + \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}}{f_{m,d}}$				
Cl durata :	Cl servizio:	k_{mod} :	daN/cm ²	daN/cm ²	$\frac{\tau_{//d}}{f_{v,d}}$
Permanente	2	0,6	168,0	16,0	
Media	2	0,8	224,0	21,3	

Fibre Stress (kg/cm²)



STRESS SLU

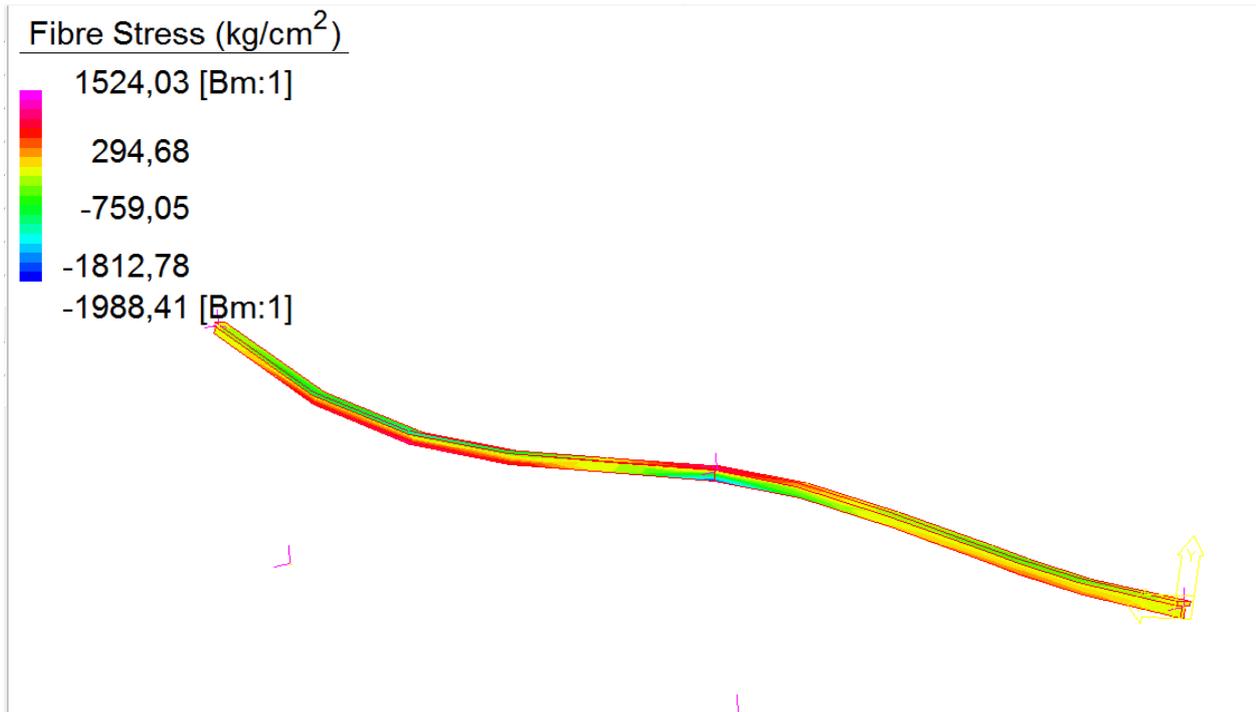
Beam Disp: DY (cm)



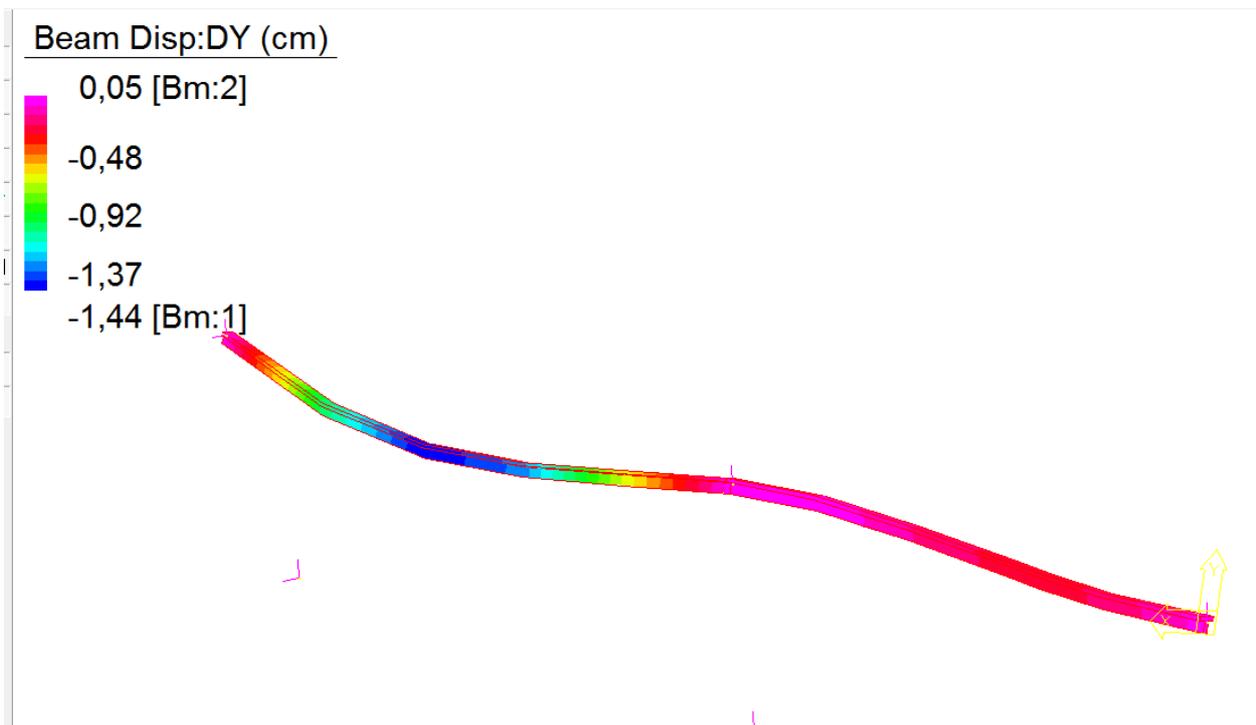
SPOSTAMENTI SLE

375/200=	1,88 cm	<i>freccia ammissibile</i>	non verificato
	2,30 cm	<i>freccia di calcolo</i>	

SI RIPORTA IL CALCOLO PER IL PROFILO A T (ALA SUPERIORE 60*15mm ANIMA 20*55mm CON CARICO NEVE DI 120 daN/mq



STRESS SLU



SPOSTAMENTI SLE

$375/200=$

1,88 cm

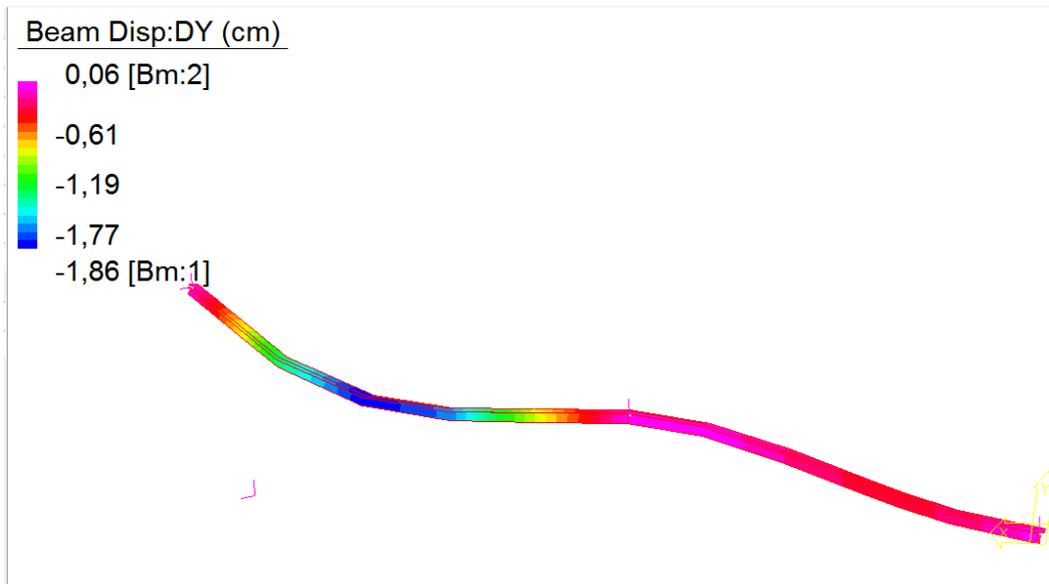
freccia ammissibile

1,44 cm

freccia di calcolo

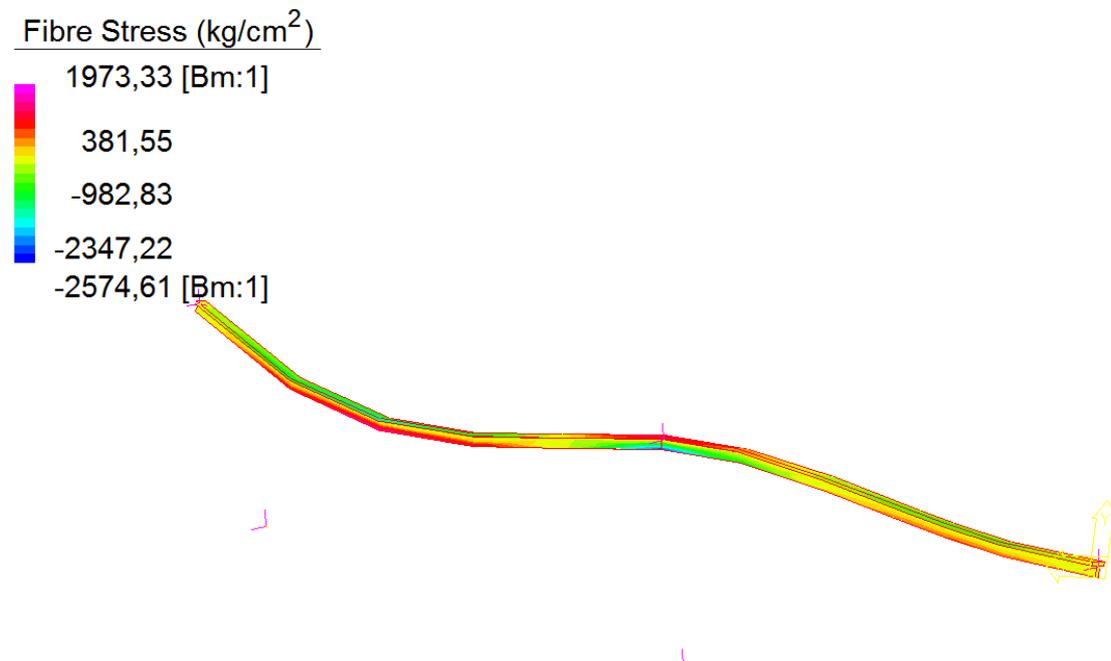
OK VERIFICATO

SI RIPORTA IL CALCOLO PER IL PROFILO A T (ALA SUPERIORE 60*15mm ANIMA 20*55mm CON CARICO NEVE DI 200 daN/mq



SPOSTAMENTI SLE

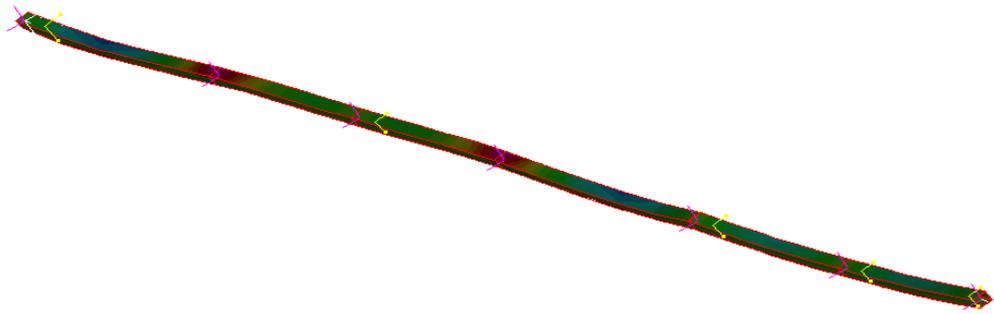
375/200=	1,88 cm	<i>freccia ammissibile</i>	
	1,86 cm	<i>freccia di calcolo</i>	OK VERIFICATO



STRESS SLU

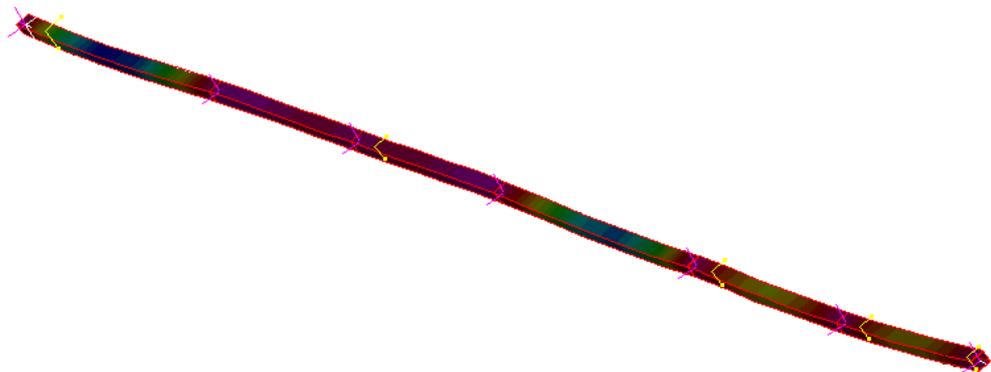
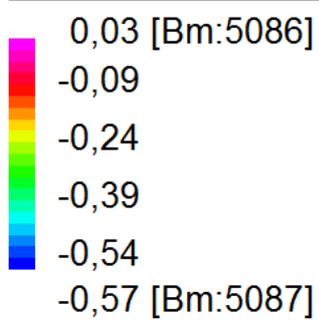
**SI RIPORTA IL CALCOLO PER IL PROFILO TUBOLARE IN ALTERNATIVA AL T
CON CARICO NEVE DI 200 daN/mq**

Fibre Stress (kg/cm²)



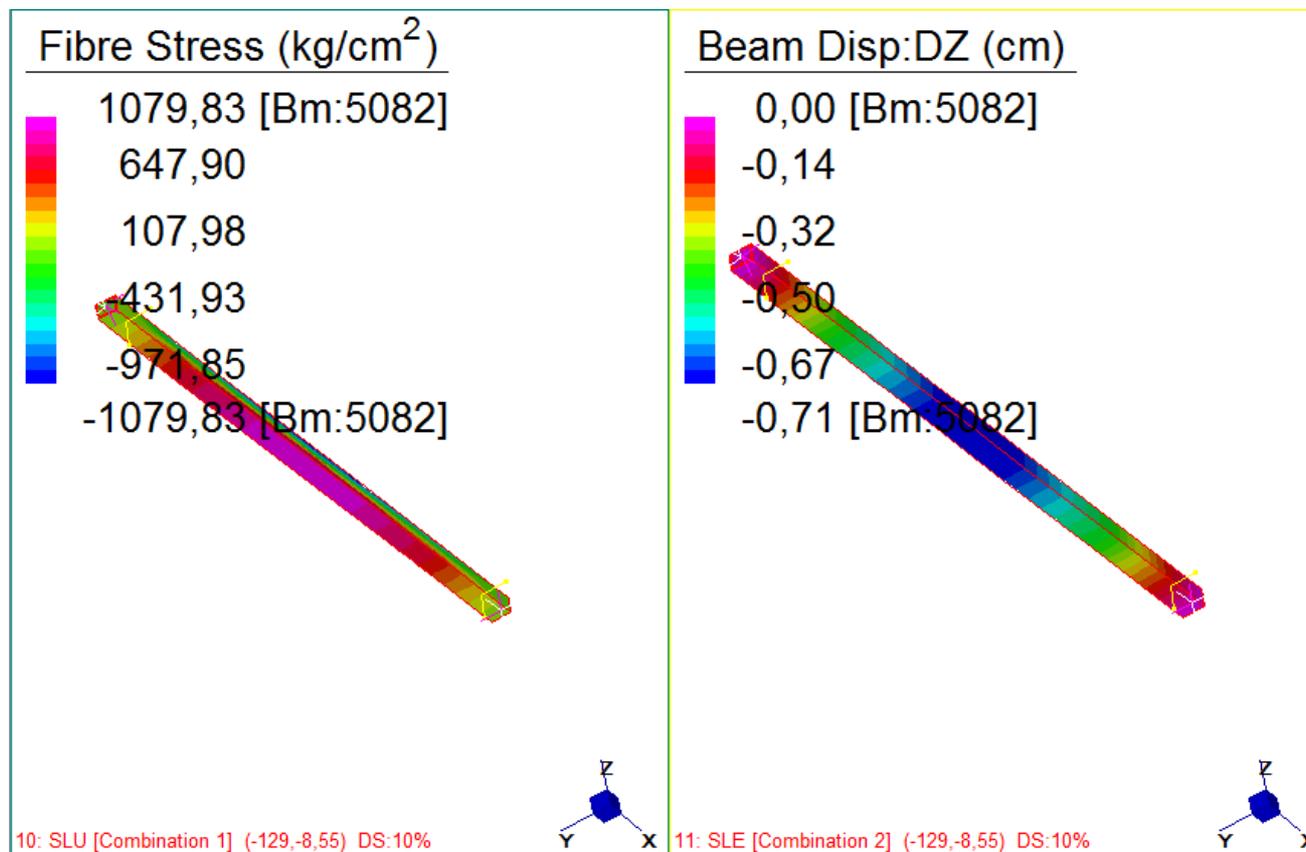
STRESS SLU

Beam Disp:DZ (cm)



Spostamenti verticali SLE

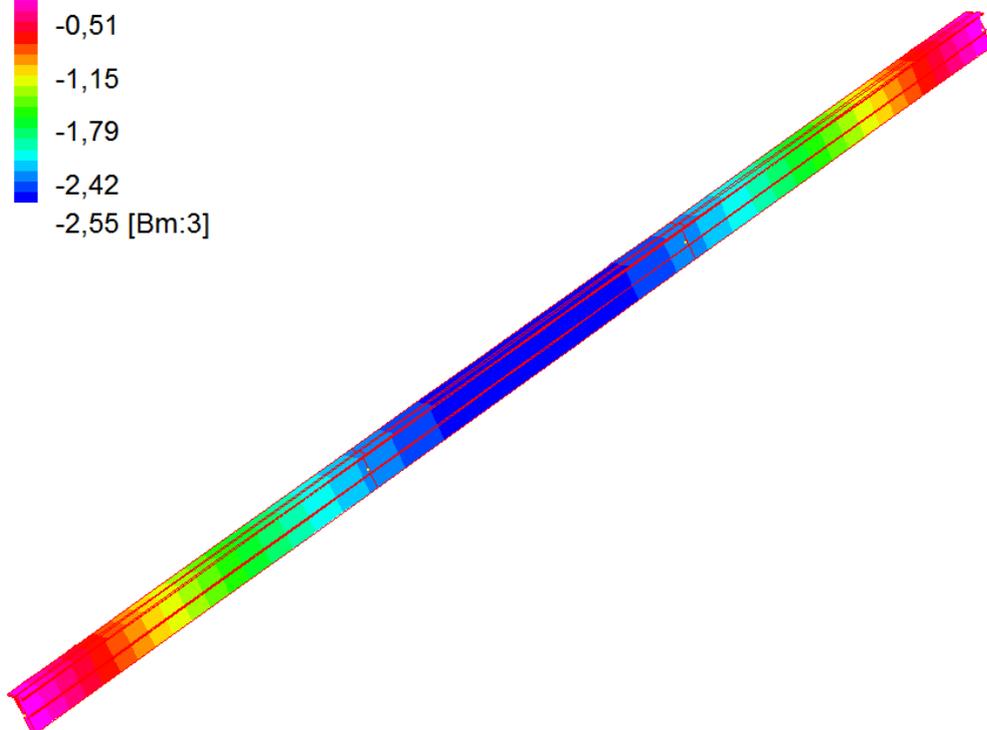
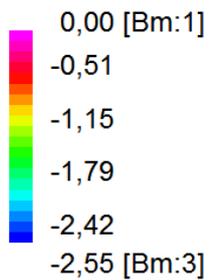
SI RIPORTA IL CALCOLO PER IL PROFILO TUBOLARE per la zona con copertura in vetro CON CARICO NEVE DI 200 daN/mq



VERIFICA SEMPLIFICATA PUNTONE CAPRATA 2.2

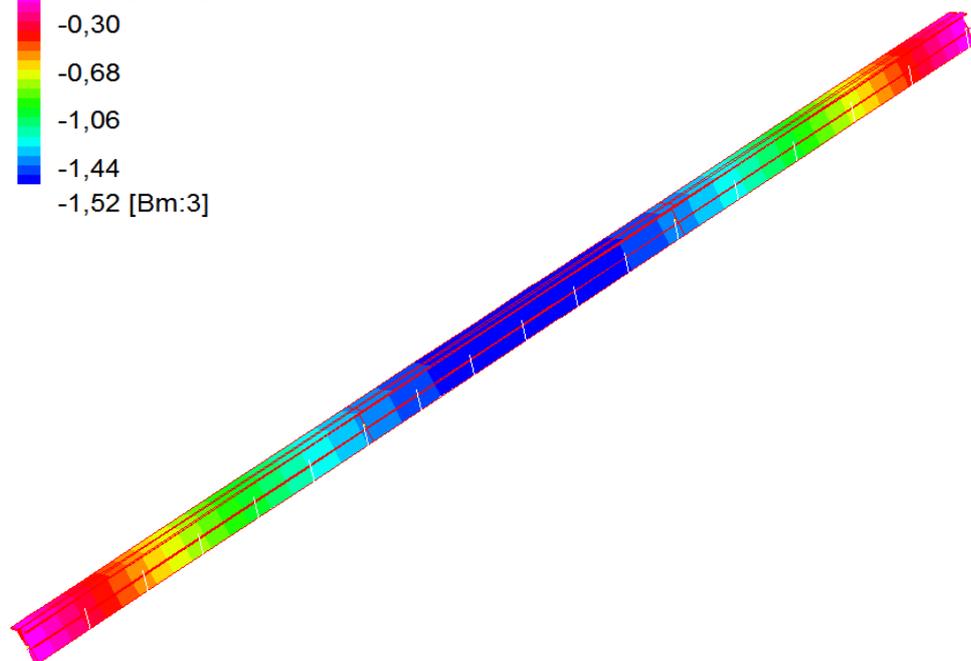
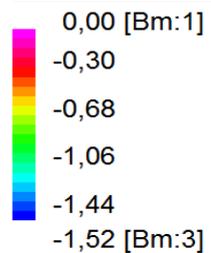
Profilo a T(b)

Beam Disp:DY (cm)



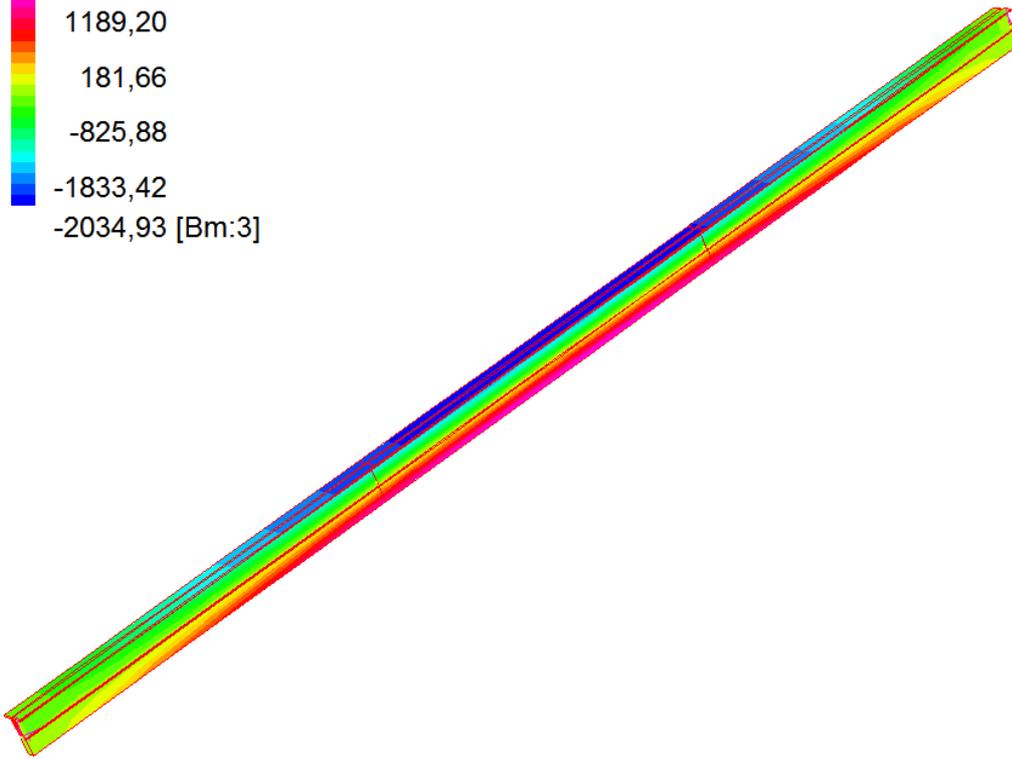
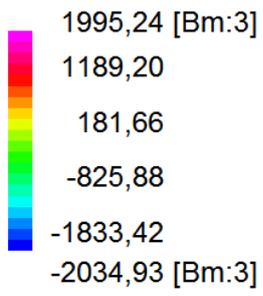
Spostamenti SLE

Beam Disp:DY (cm)



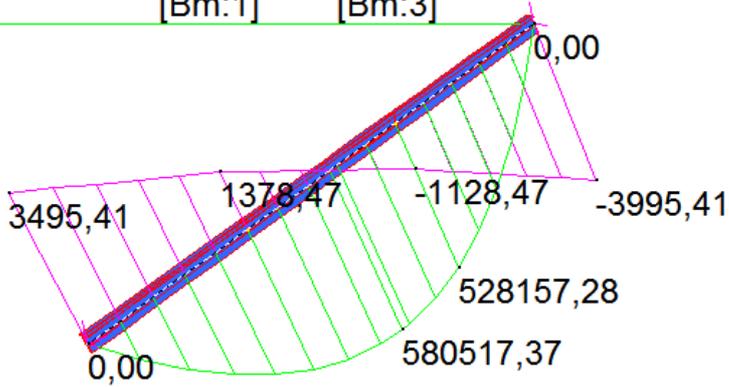
Spostamenti solo accidentali neve

Fibre Stress (kg/cm²)



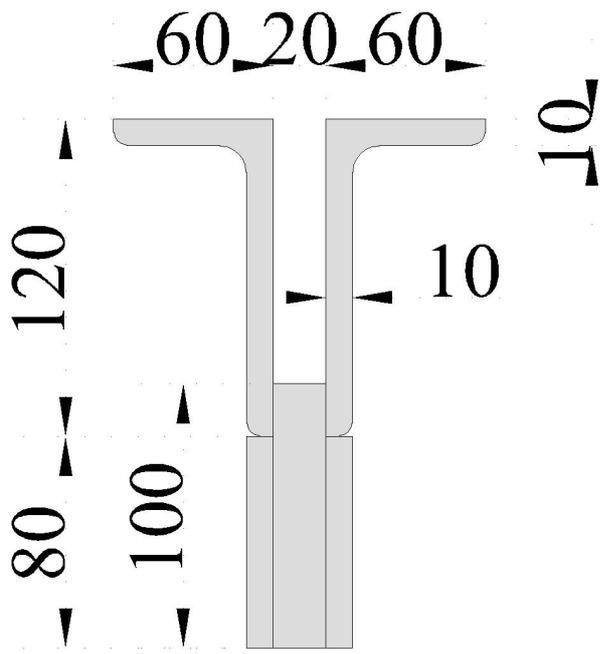
STRESS SLU

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-3995,41	3495,41
	[Bm:1]	[Bm:2]
BM2(kgf.cm)	0,00	580517,37
	[Bm:1]	[Bm:3]



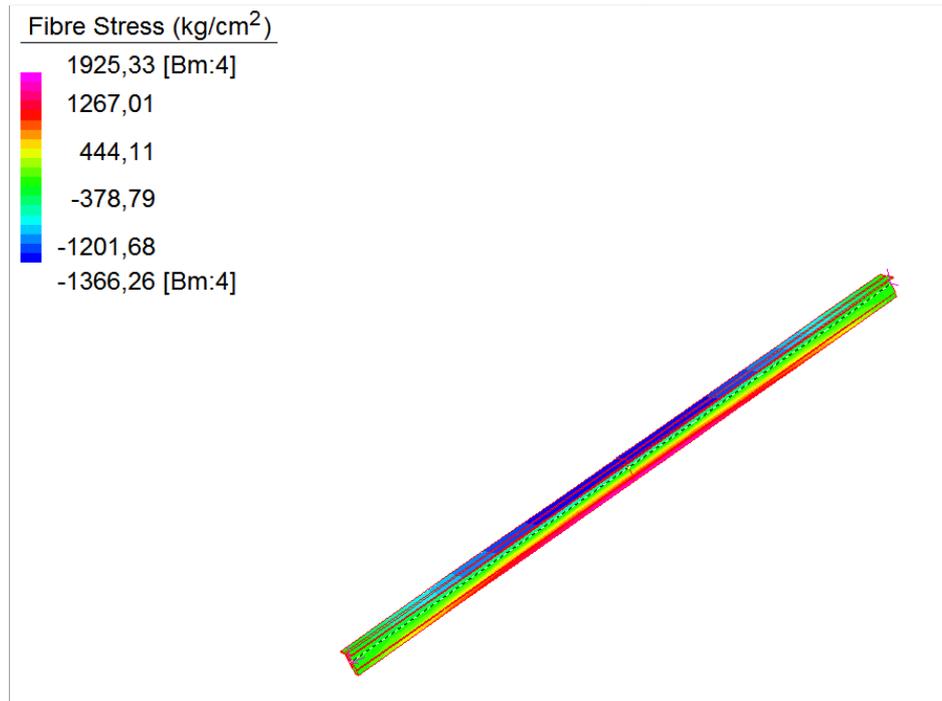
MOMENTI TAGLI SLU

PROFILO T(b)

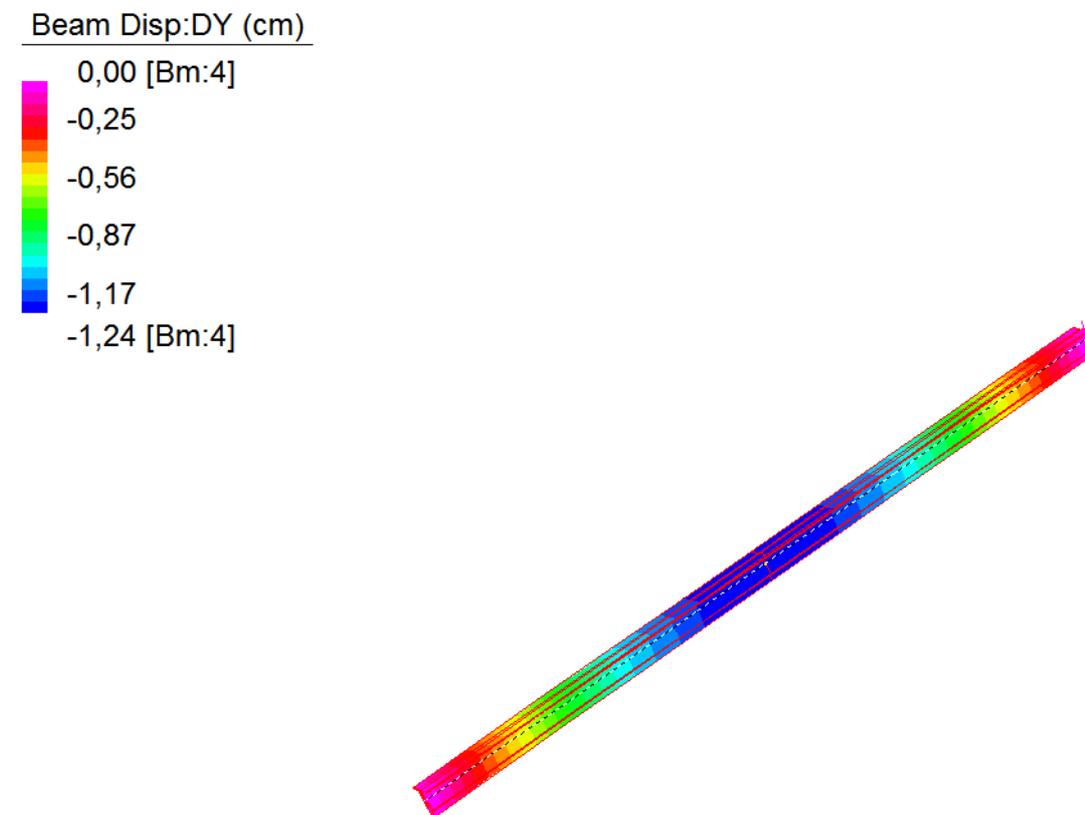


VERIFICA SEMPLIFICATA PUNTONE CAPRATA 4.2

Profilo a T(c)

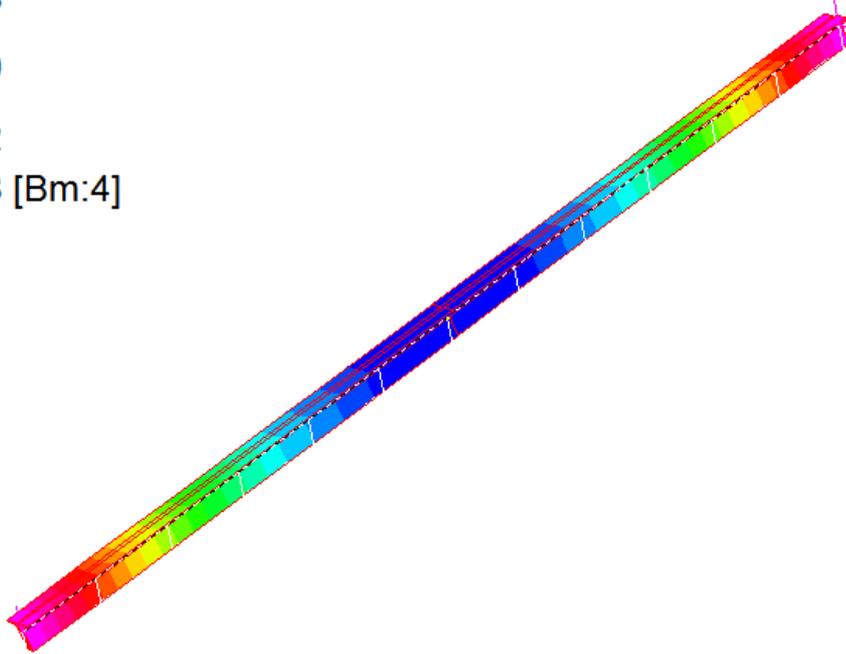
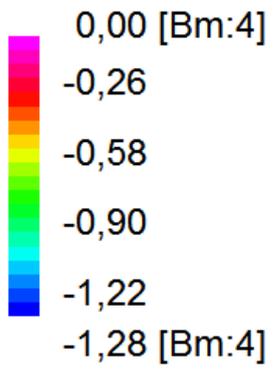


STRESS SLU



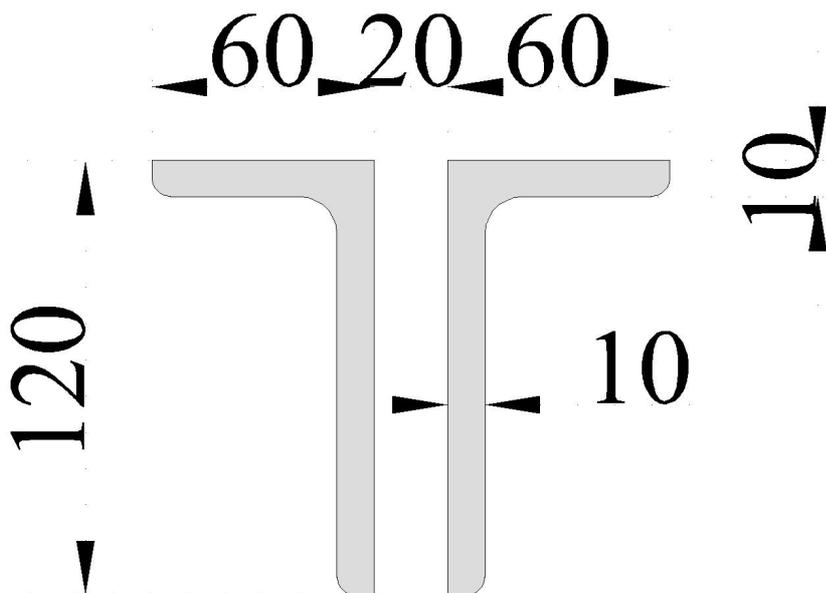
SPOSTAMENTI SLE

Beam Disp: DY (cm)



Spostamenti solo accidentali neve

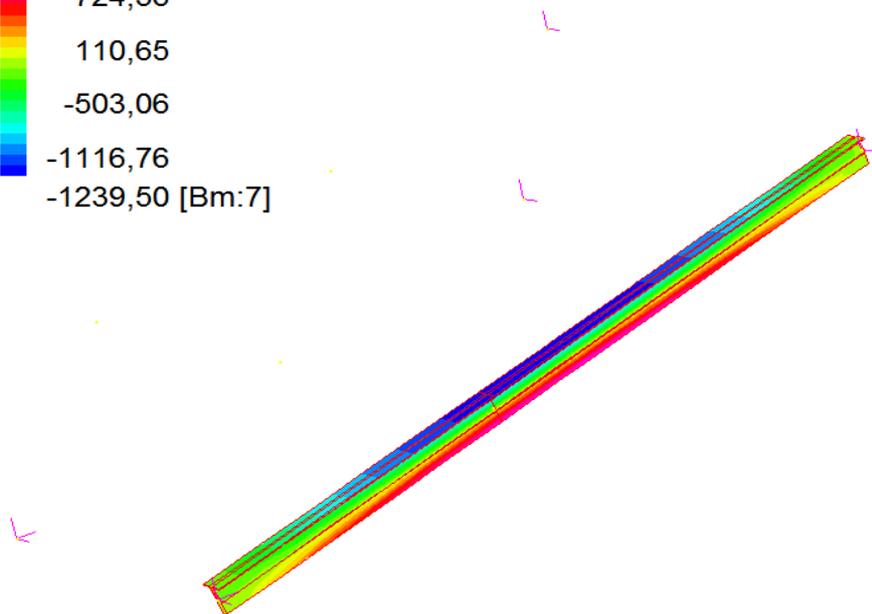
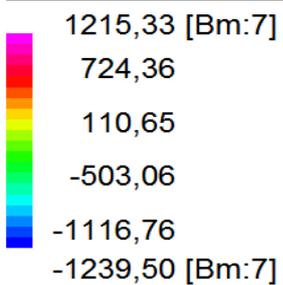
PROFILO T(a)



VERIFICA SEMPLIFICATA PUNTONE CAPRATA 6.2

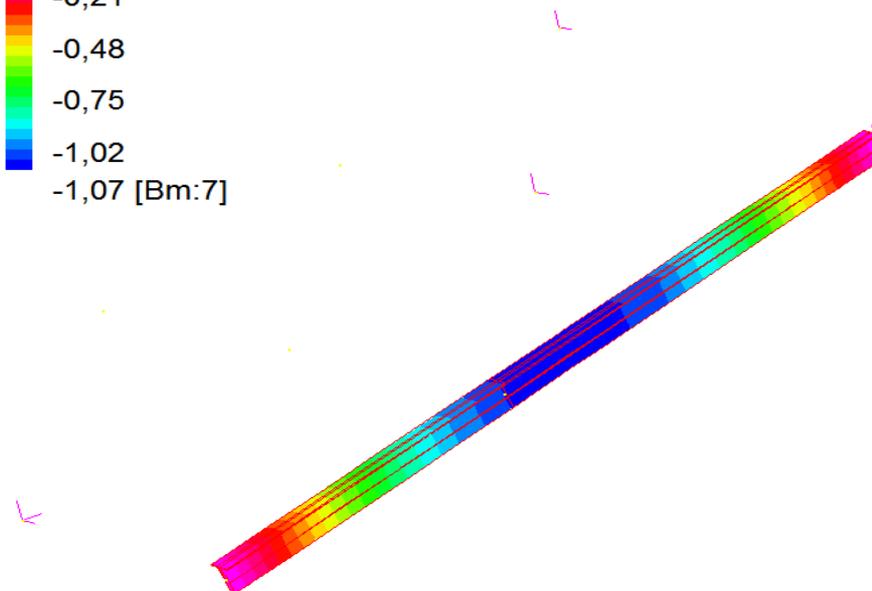
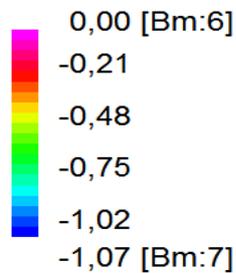
Profilo a T(b)

Fibre Stress (kg/cm²)



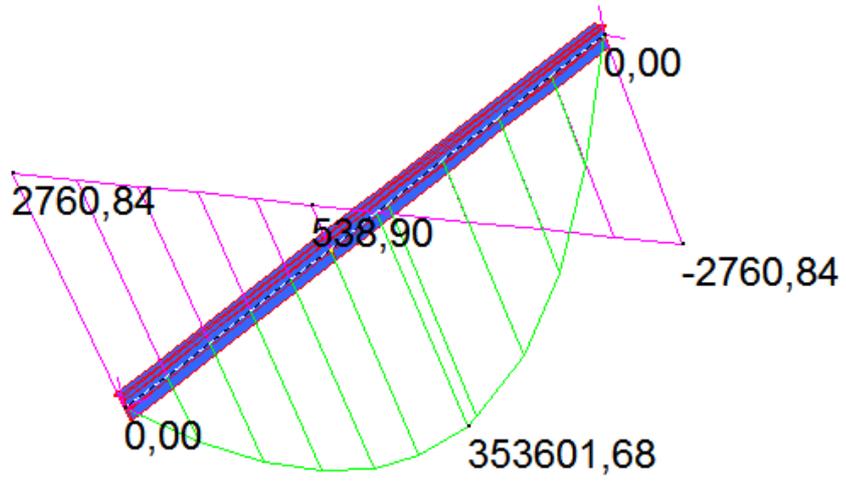
STRESS SLU

Beam Disp:DY (cm)



SPOSTAMENTI SLE

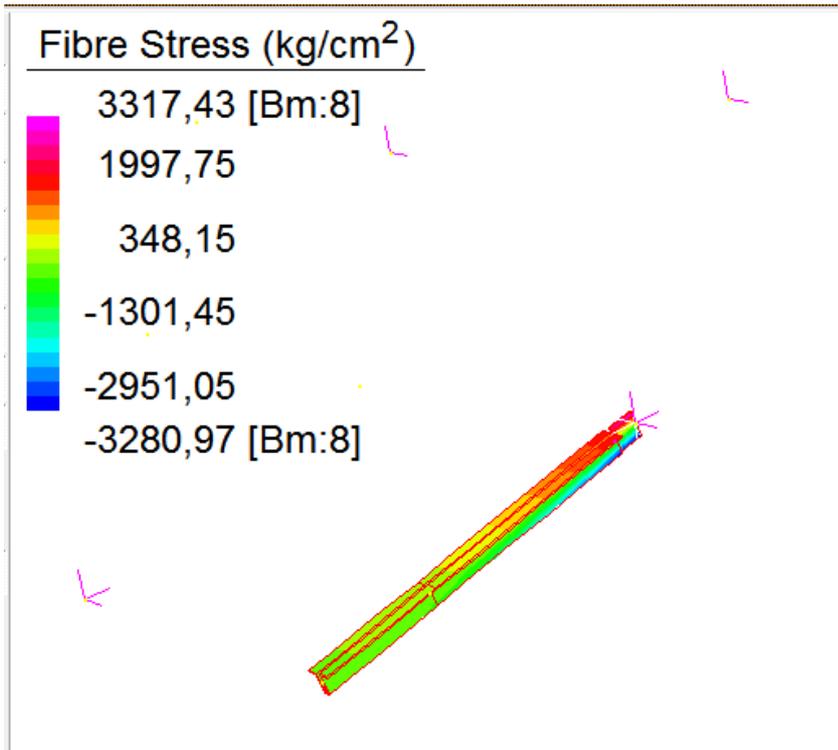
	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2760,84	2760,84
	[Bm:7]	[Bm:6]
BM2(kgf.cm)	0,00	353601,68
	[Bm:7]	[Bm:7]



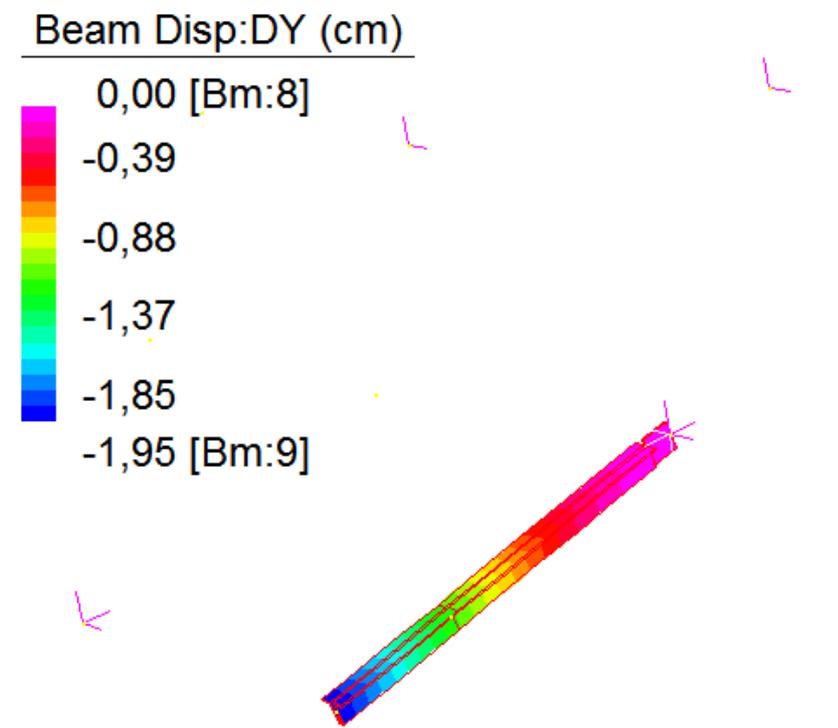
MOMENTI TAGLI SLU

VERIFICA SEMPLIFICATA LINDERUOLO CAPRATA 6.2

Profilo a T(a) incastro con piatto 20*150mm

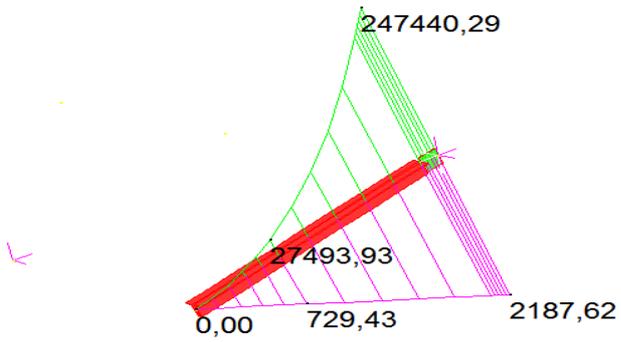


STRESS SLU

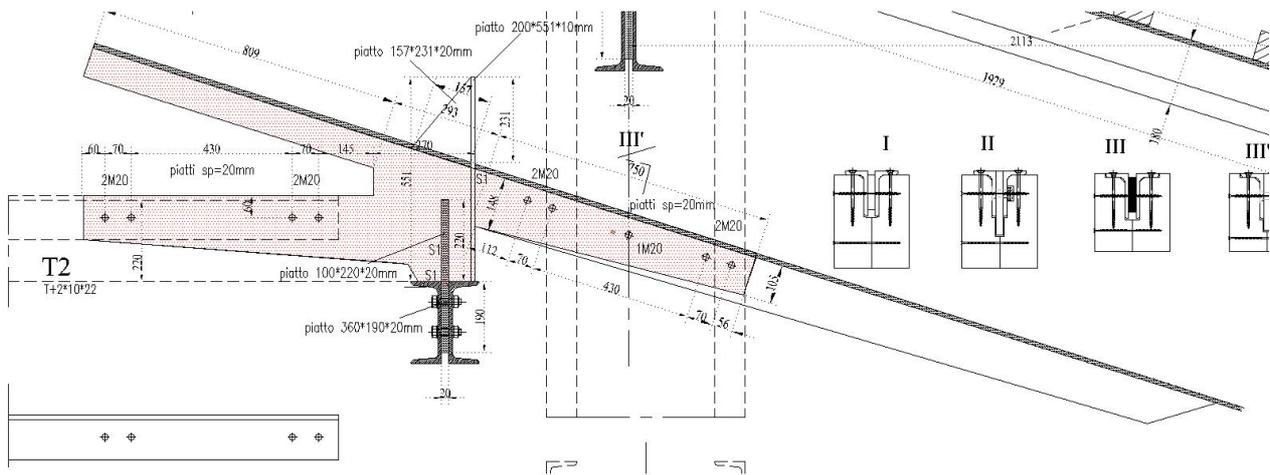


SPOSTAMENTI SLE

	MIN	MAX
SF2(kgf)	0,00	2187,62
	[Bm:9]	[Bm:8]
BM2(kgf.cm)	0,00	247440,29
	[Bm:9]	[Bm:8]



MOMENTI TAGLI SLU



NODO TIPO INCASTRO LINDERUOLI

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 16 cl.8,8

$FV/2=$	2187 daN	Taglio agente sul nodo
$n^{\circ}=$	2	numero bulloni
$F_v, Ed = FV/n^{\circ}$	1093,5 daN	Taglio agente sul singolo bullone
$A_{res}=$	1,57 cmq	Area resistente bullone
$\gamma_{M2}=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
$f_{tb}=$	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
$F_v, Rd = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$	6028,8	Taglio resistente
$F_t / F_v, Rd =$	0,18 < 1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO $t=20\text{mm}$

$F_x=$	2187,00 daN	Azione di taglio
$n^{\circ}=$	2,00	numero bulloni
$F_t = F_x / n^{\circ}$	1093,50 daN	Taglio sul bullone
$d=$	1,60 cm	diametro
$t=$	2,00 cm	spessore
$A = t \cdot d$	3,20 cm ²	
$e_1=$	3,00 cm	
$d_0=$	2,00 cm	
$f_{tb}=$	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
$f_{tk}=$	4300 daN/cm ²	S275
$e_2=$	3,00 cm	
$a = \min(e_1 / (3d_0); (f_{tb} / f_{tk}); 1)$	0,50	
$k = \min(2,8e_2 / d_0) - 1,7; 2,5)$	2,50	
$\gamma_{M2}=$	1,25	
$F_b, Rd = k \cdot a \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} =$	13760 daN/cm ²	
$F_t / F_b, Rd =$	0,08 < 1	OK verificato

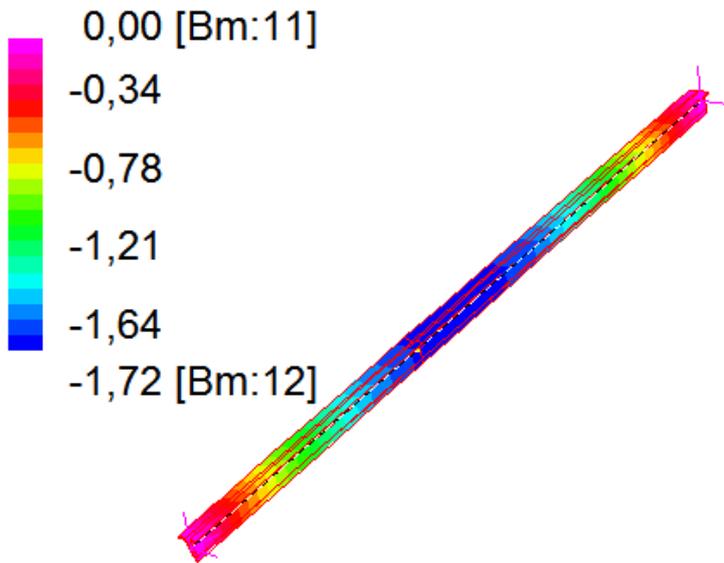
VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 16 cl.8,8		
Ms1=	247440 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	45 cm	distanza1 bulloni
b2=	10 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	5499 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1°	2749,33 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2°	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	2749,33 daN	Trazione da Ms risultante sul bul
N=	2187 daN	Taglio diretta agente
n°	2,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	1093,50 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	3842,83	Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	1,57 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	6028,8	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,64 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	3842,83 daN	Azione di taglio
n°	1,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	3842,83 daN	Taglio sul bullone
d=	1,60 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	3,20 cmq	
e1=	3,00 cm	
d0=	2,00 cm	
ftb=	8000 daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5500 daN/cmq	S450
e2=	3,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,50	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
γM2=	1,25	
Fb,Rd=k*a*ftk*d*t/γM2=	17600 daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,22 <1	OK verificato

VERIFICA SEMPLIFICATA PUNTONI CHIOSTRO 2

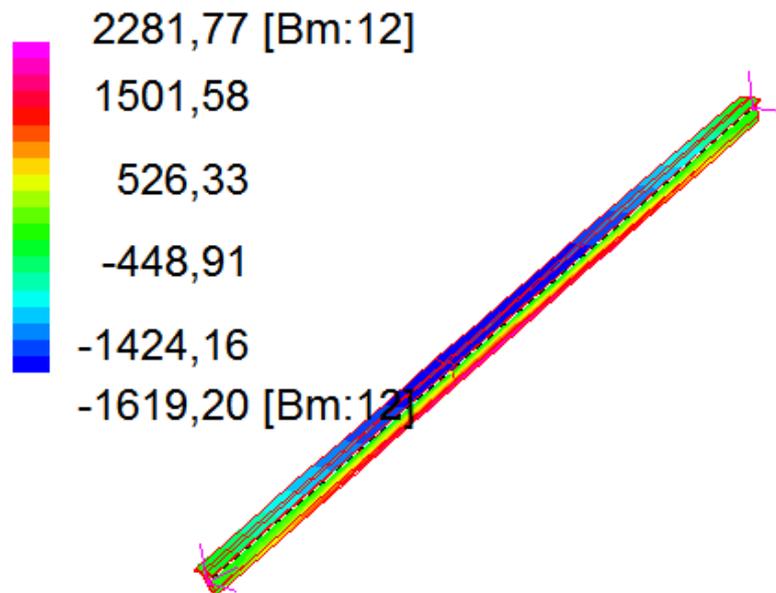
Profilo a T(c)

Beam Disp: DY (cm)



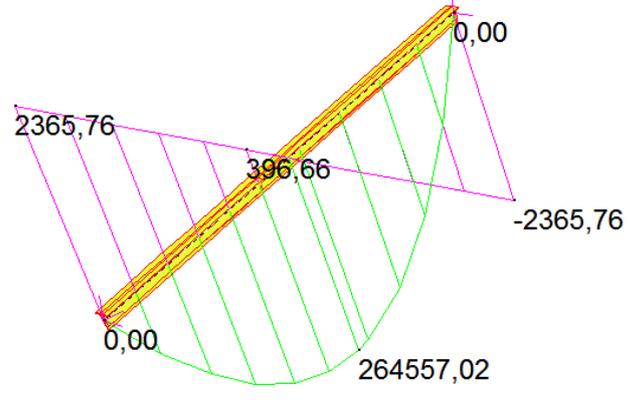
SPOSTAMENTI SLE

Fibre Stress (kg/cm²)

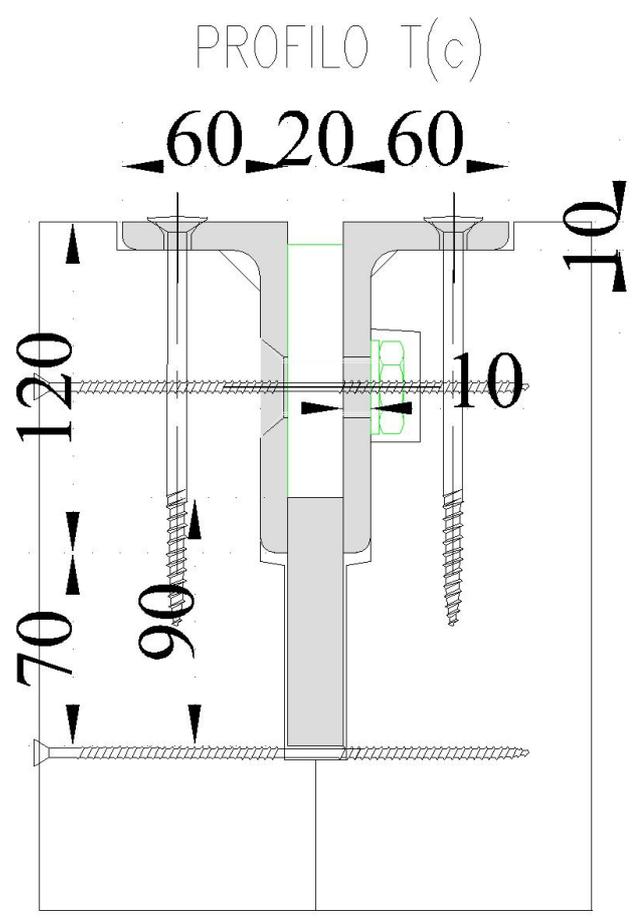


STRESS SLU

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2365,76	2365,76
	[Bm:12]	[Bm:11]
BM2(kgf.cm)	0,00	264557,02
	[Bm:12]	[Bm:12]

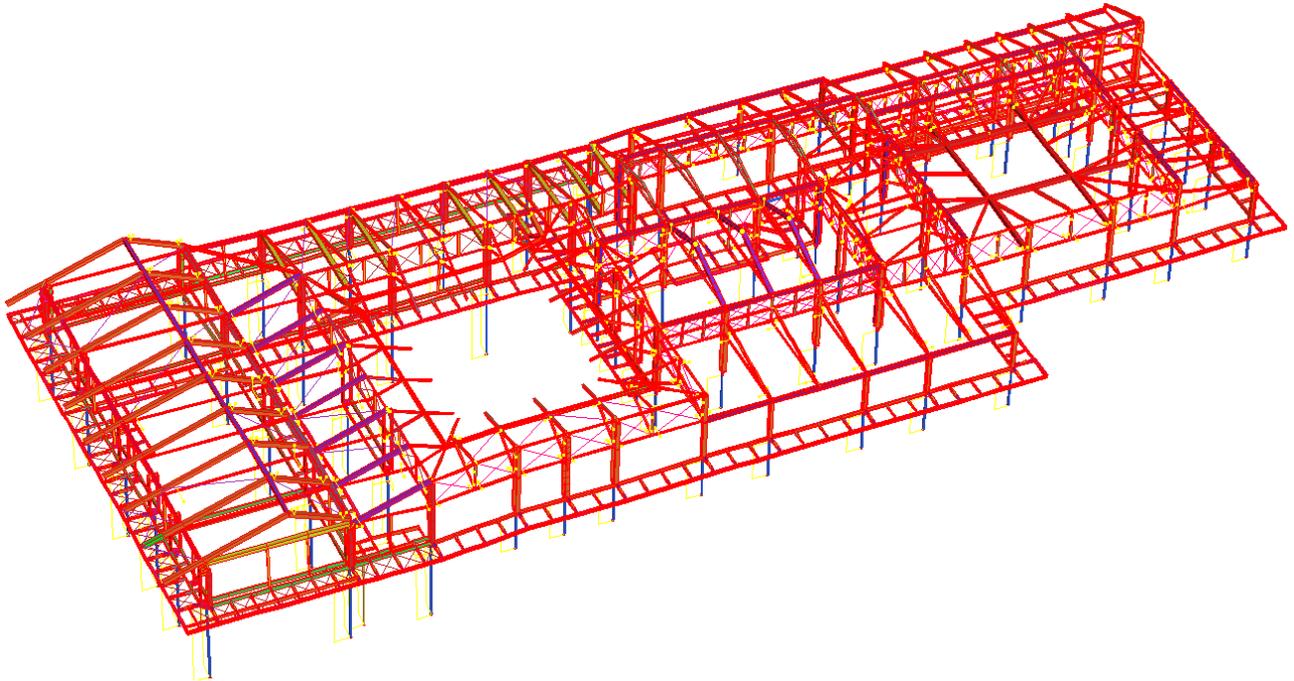


MOMENTI TAGLI SLU

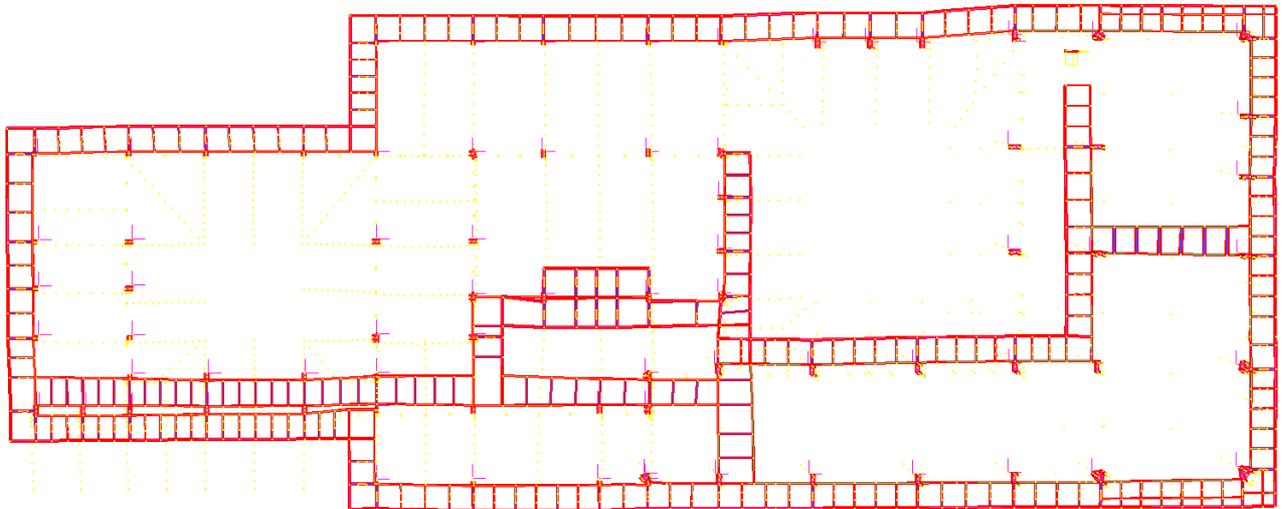


MODELLO COPERTURE

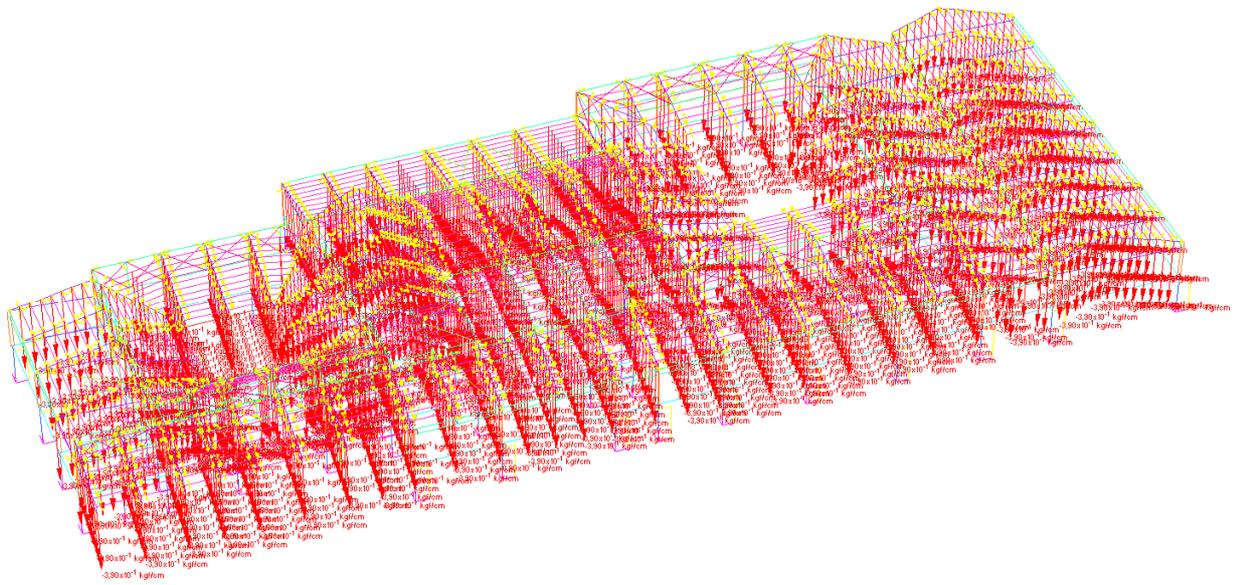
Nel seguito si riportano le verifiche del modello delle coperture dove si verificano le varie travi e parti strutturali non precedentemente analizzate.



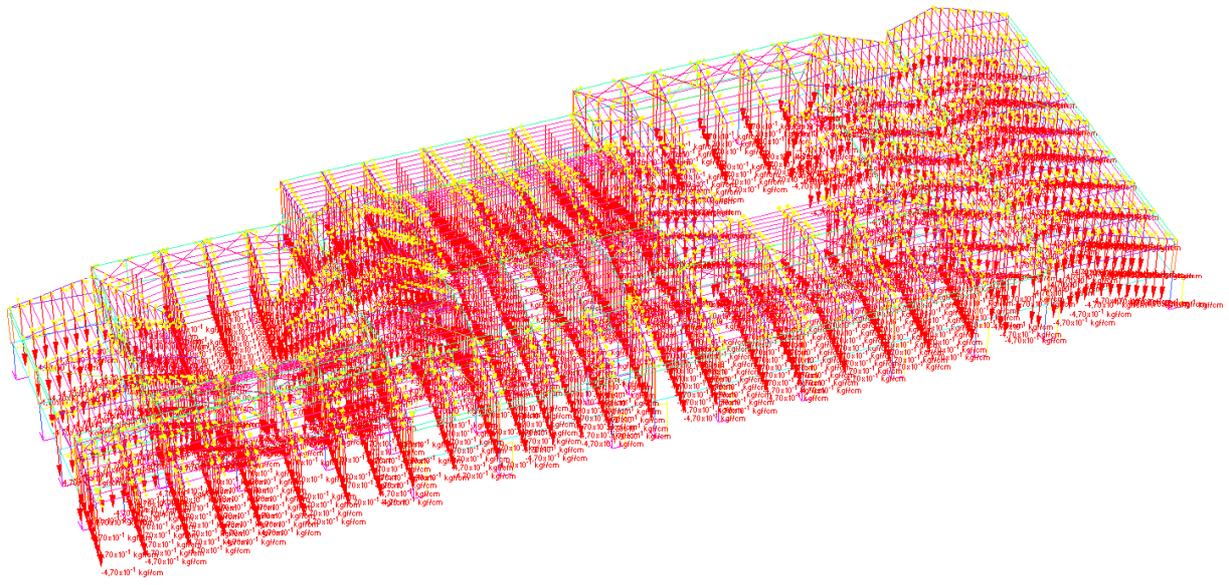
Modello copertura



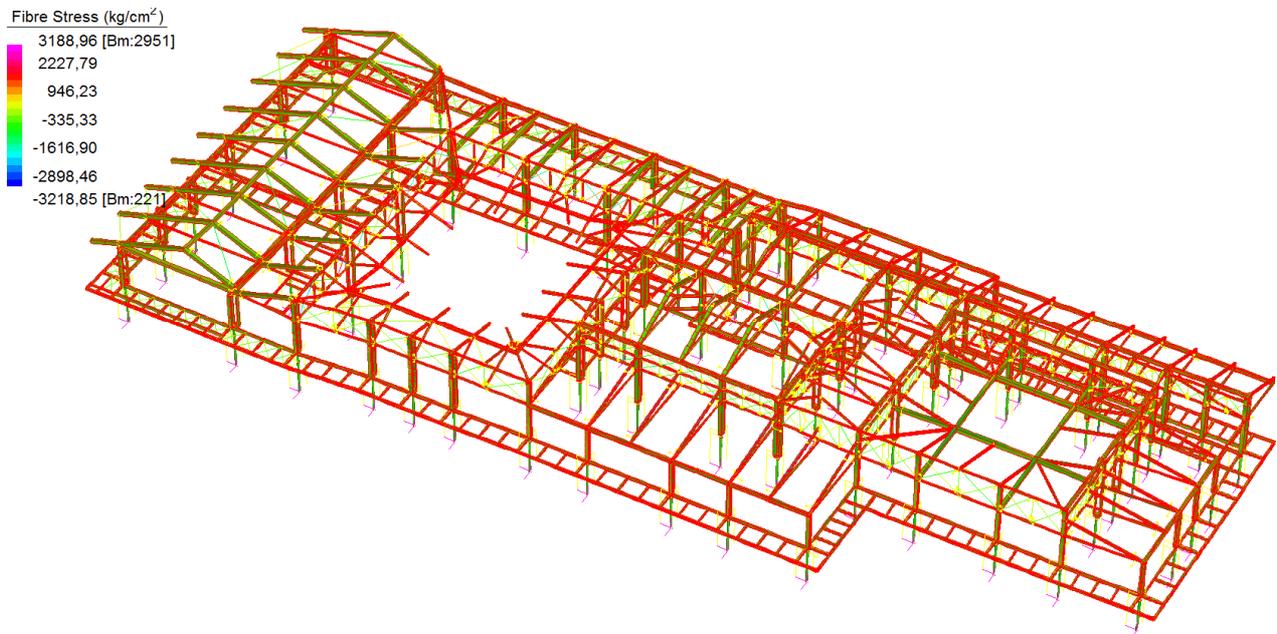
Carichi accidentali neve



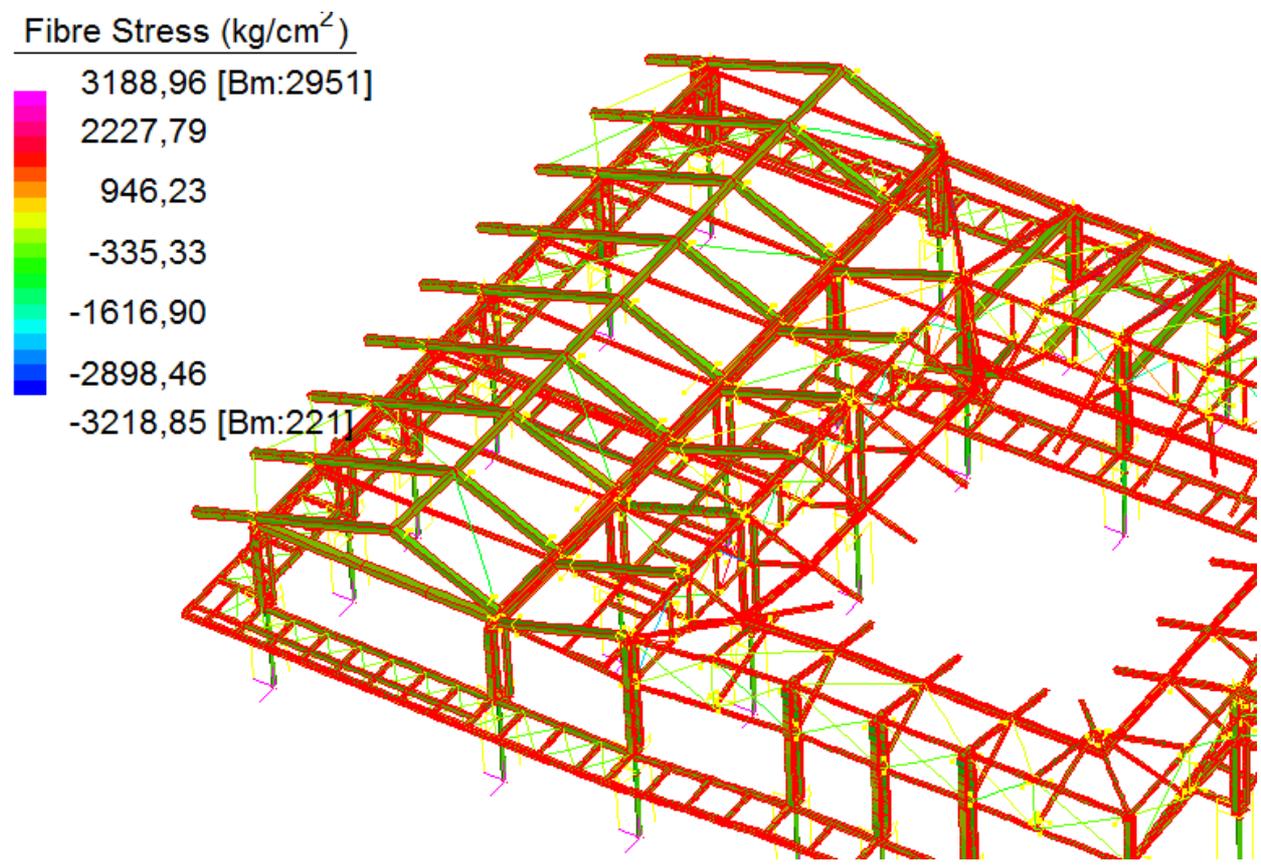
Carichi portati



Carichi accidentali neve



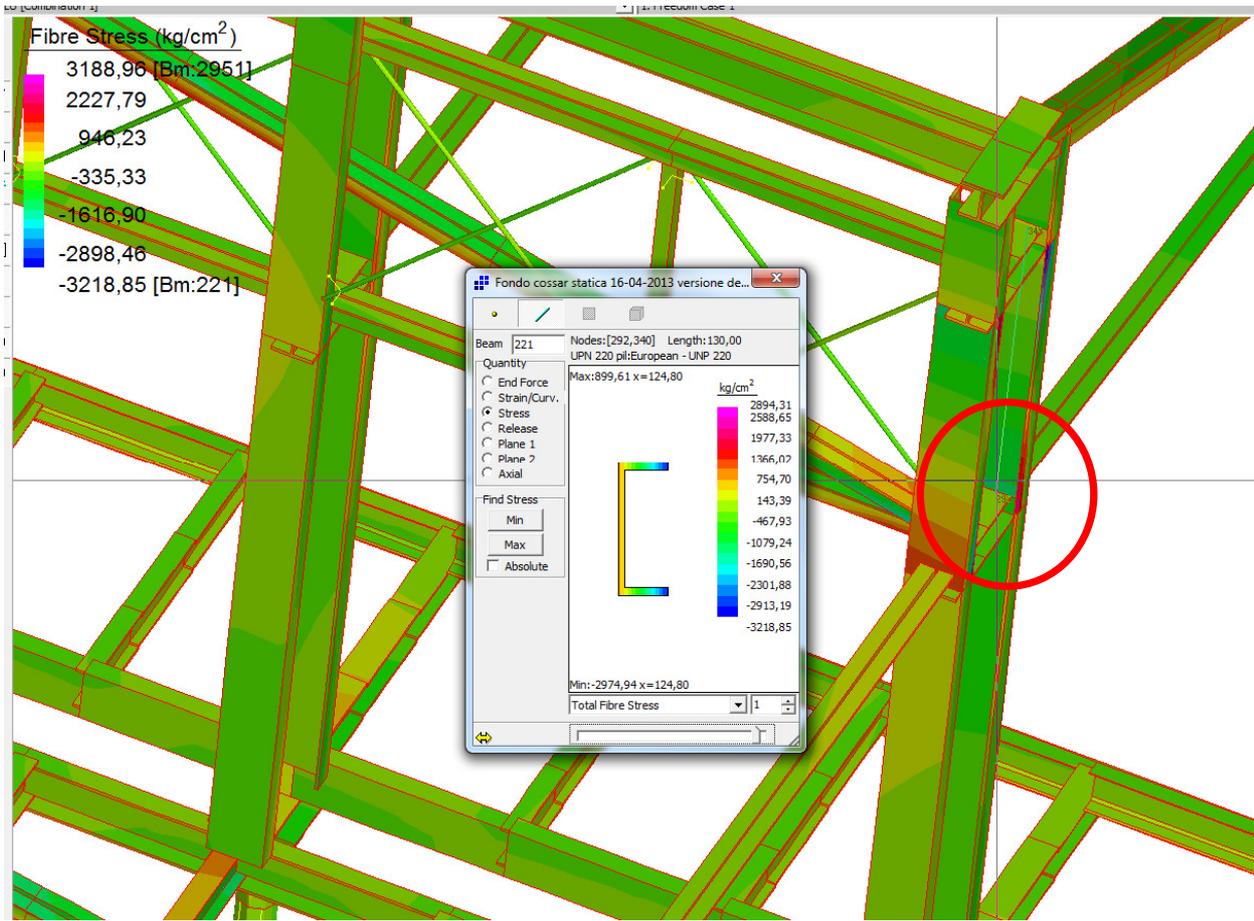
Modello globale SLU S355



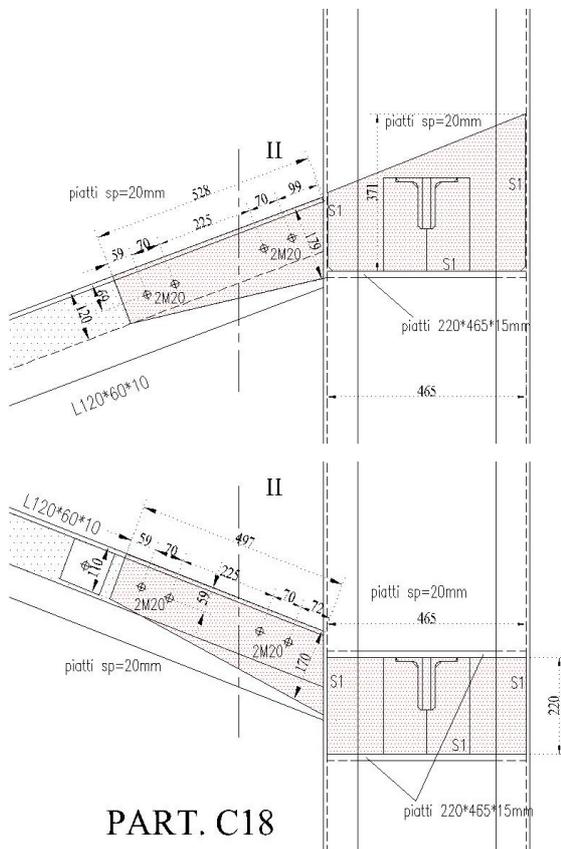
Modello globale SLU S355 $samm = 3550/1.05 = 3380 \text{ daN/cm}^2 > 3218 \text{ daN/cm}^2$

$Samm/Smax = 3380/3219 = 1.05 > 1$

Il valore di sollecitazione massimo si colloca a in prossimità del nodo degli elementi, spostandoci al di fuori della zona irrigidita dai piatti il valore di sollecitazione risulta di 2974 daN/cm²

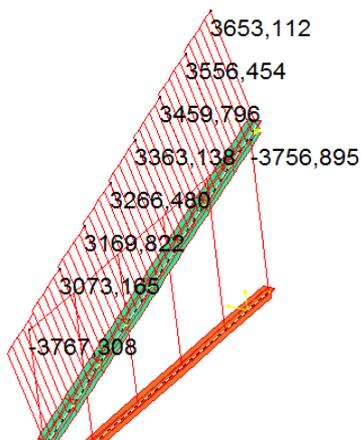


Vista parte pilastro maggiormente sollecitata al di fuori del nodo la tensione massima risulta di 2974 daN/cm²

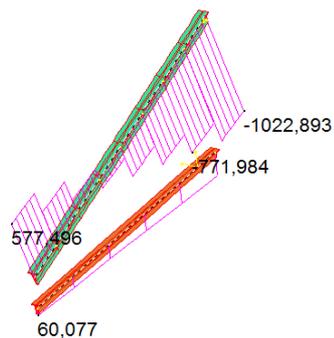


PART. C18

	MIN	MAX
Force(kgf)	-3767,308	3653,112
	[Bm:993]	[Bm:994]



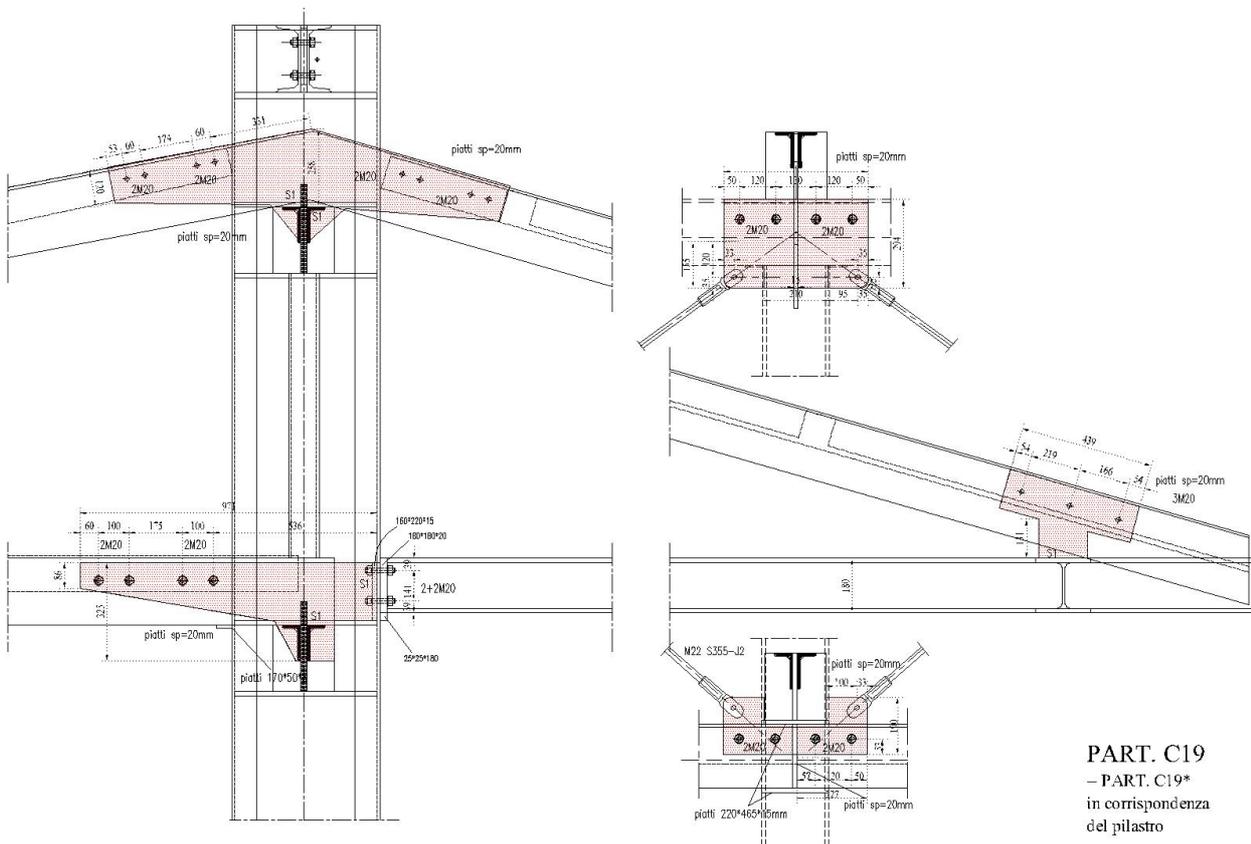
	MIN	MAX
SF2(kgf)	-1022,893	577,496
	[Bm:994]	[Bm:996]



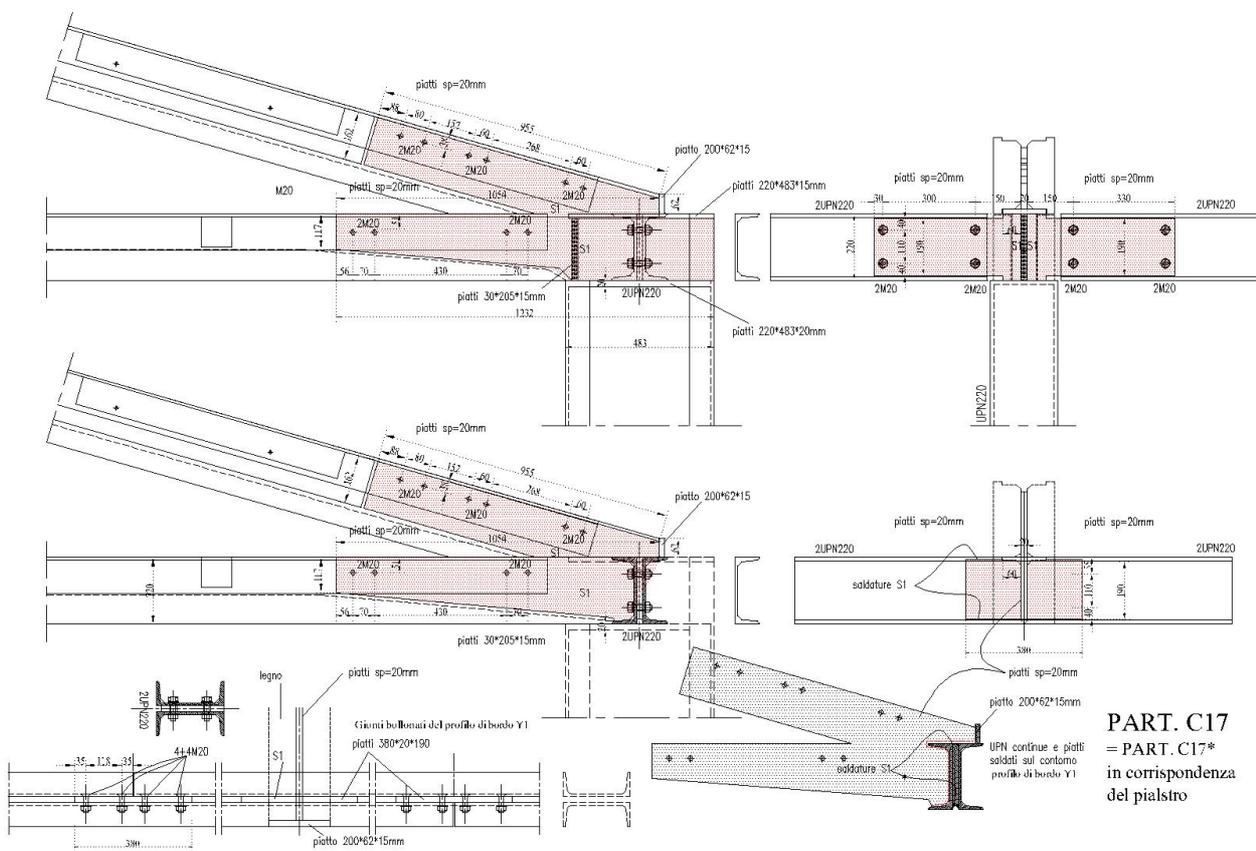
Sollecitazioni massime SLU

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
FV=	4789 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	2	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	2394,5 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2$ =	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ $\gamma M2$ =	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,25 <1	OK verificato

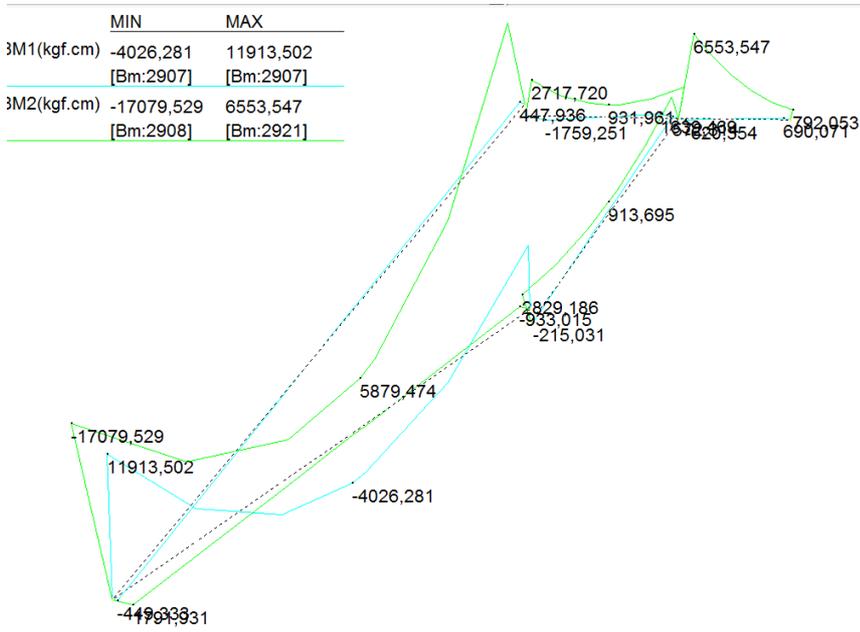
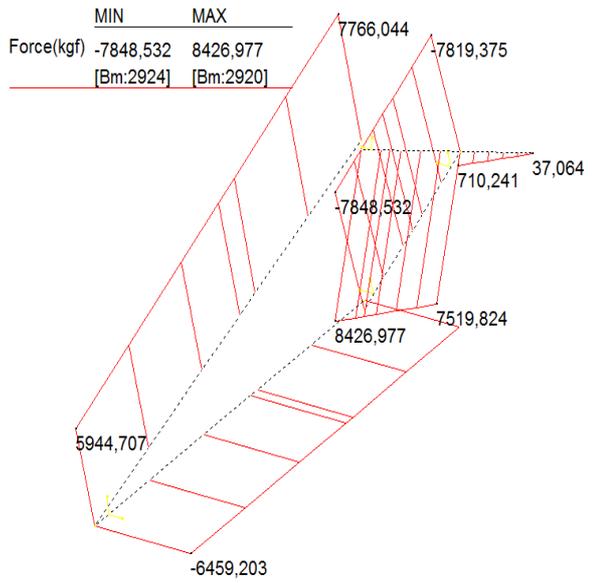
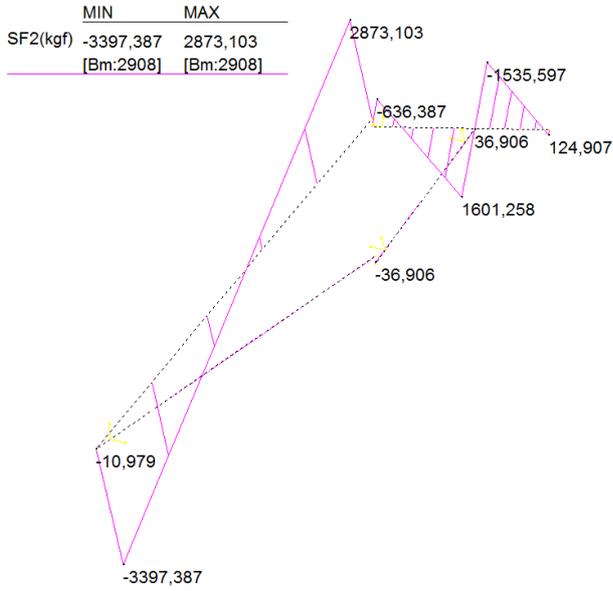
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	4789,00 daN	Azione di taglio
n°=	2,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	2394,50 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	4,00 cm ²	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,40 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	3550 daN/cm ²	S355
e2=	4,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,56	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2$ =	1,25	
Fb,Rd=k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2$ =	15778 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,15 <1	OK verificato



PART. C19
 = PART. C19*
 in corrispondenza
 del pilastro



PART. C17
 = PART. C17*
 in corrispondenza
 del pialstro



Sollecitazioni massime SLU

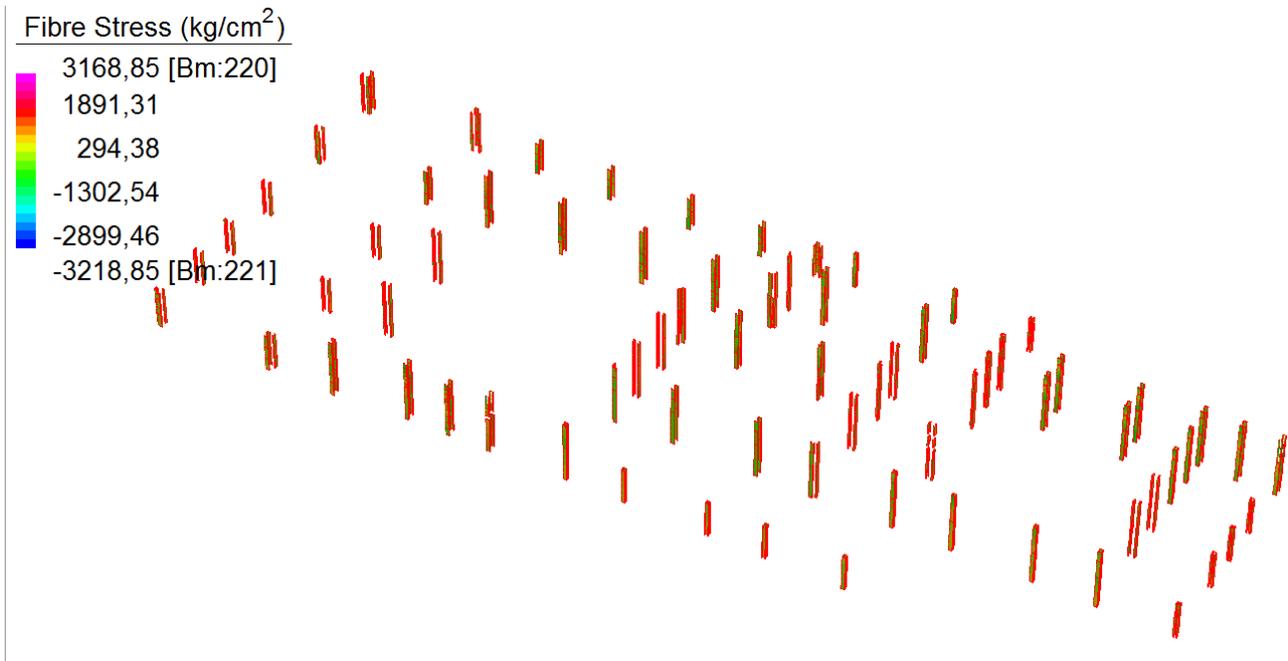
VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
Ms1=	17079 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	20 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	854 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°=	426,98 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°=	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	426,98 daN	Trazione da Ms risultante sul bul
N=	9341 daN	Taglio diretta agente
n°=	2,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	4670,50 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	5097,48	Taglio sollecitante sul bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
δM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/δM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,542 <1	OK verificato

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
FV=	10639 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	2	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	5319,5 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,57 <1	OK verificato

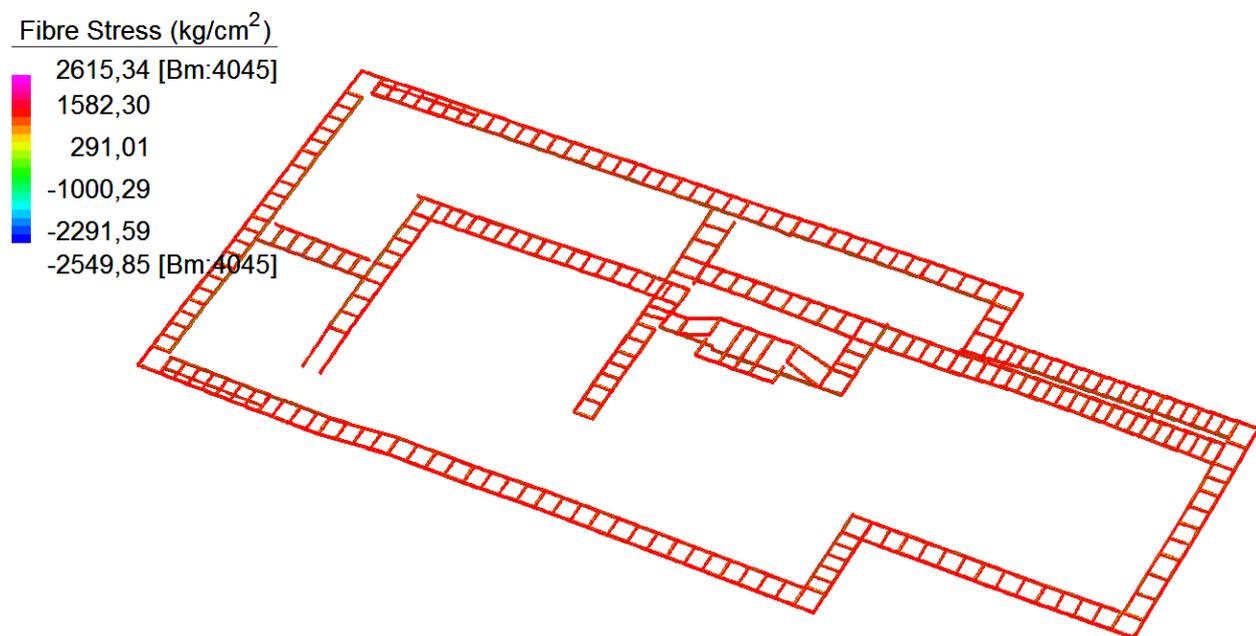
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	10639 daN	Azione di taglio
n°=	2,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	5319,50 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	4,00 cmq	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,40 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	3550 daN/cm ²	S355
e2=	4,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,56	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
γM2=	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/γM2=	15778 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,34 <1	OK verificato

VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
Ms1=	222253 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	50 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	4445 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°=	2222,53 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°=	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	2222,53 daN	Trazione da Ms risultante sul bul
N=	8883 daN	Taglio diretta agente
n°=	4,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	2220,75 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	4443,28	Taglio sollecitante sul bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
φM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/φM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,472 <1	OK verificato

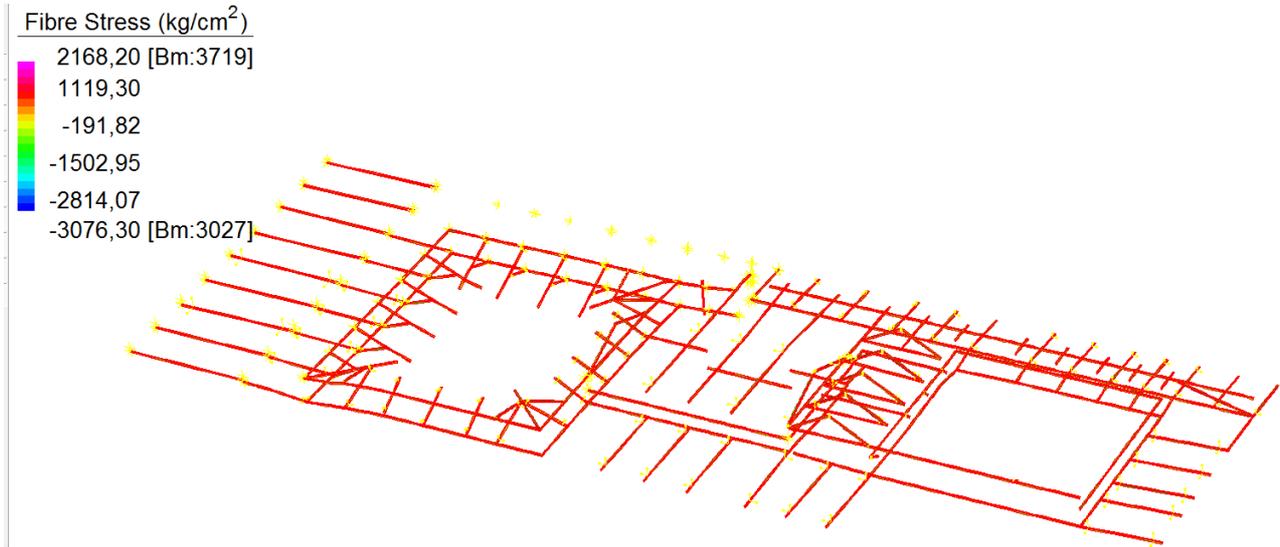
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	4443 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	4443,28 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	4,00 cm ²	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,40 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	3550 daN/cm ²	S355
e2=	4,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,56	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
φM2=	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/φM2=	15778 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,28 <1	OK verificato



Sollecitazione massima sui pilastri SLU (S355)

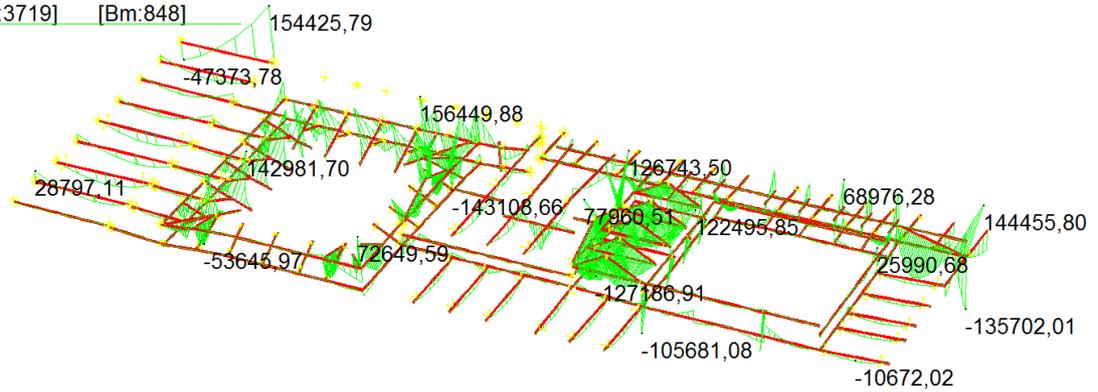


Sollecitazione massima sulle passerelle SLU (S355)



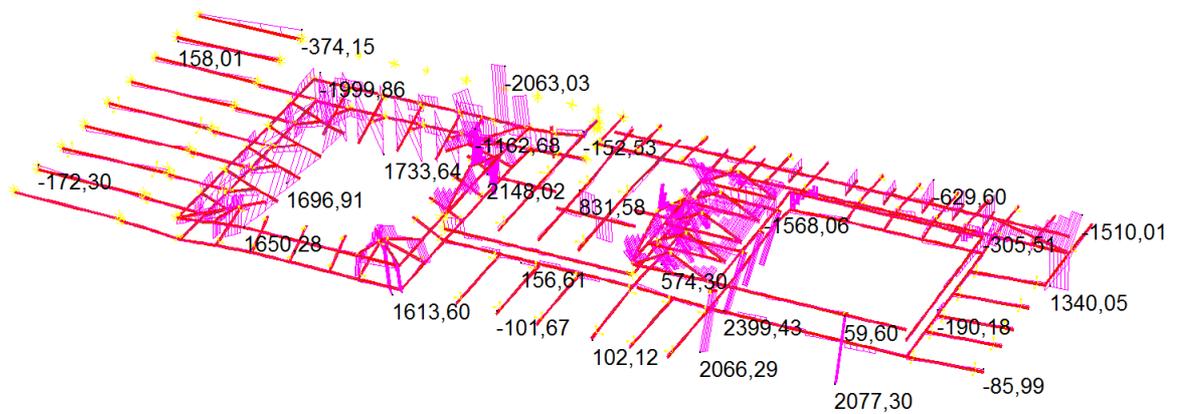
Sollecitazione massima su profili doppio L 60*120*10 SLU (S355)

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-143108,66	156449,88
	[Bm:3719]	[Bm:848]

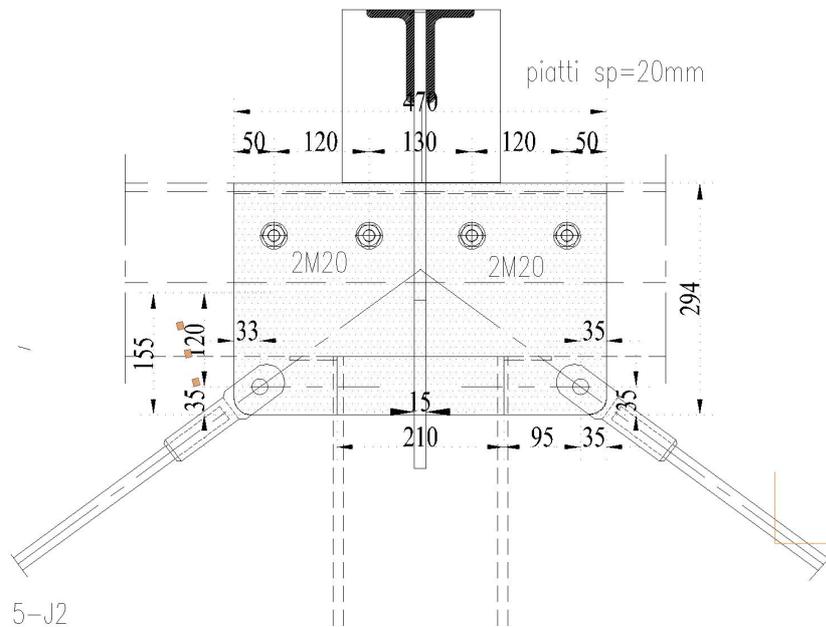


PROFILI A T Momenti SLU – svincoli momenti agli appoggi sui pilastri

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2063,03	2399,43
	[Bm:3683]	[Bm:1685]



PROFILI A T Tagli SLU



VERIFICA NODO DI UNIONE 2 L 60*120*10

VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 16 cl.8,8		
Ms1=	156449 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	12 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	13037 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°	6518,71 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	6518,71 daN	Trazione da Ms risultante sul bullone
N=	2400 daN	Taglio diretta agente numero bulloni
n°=	2,00	
Ft,Nd=N/n°	1200,00 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	7718,71	Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni per bulloni di classe 8.8
ftb=	8000 daN/cm ²	
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,820 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO		SP=10mm
Fx=	7718,71 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	7718,71 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	1,00 cm	spessore

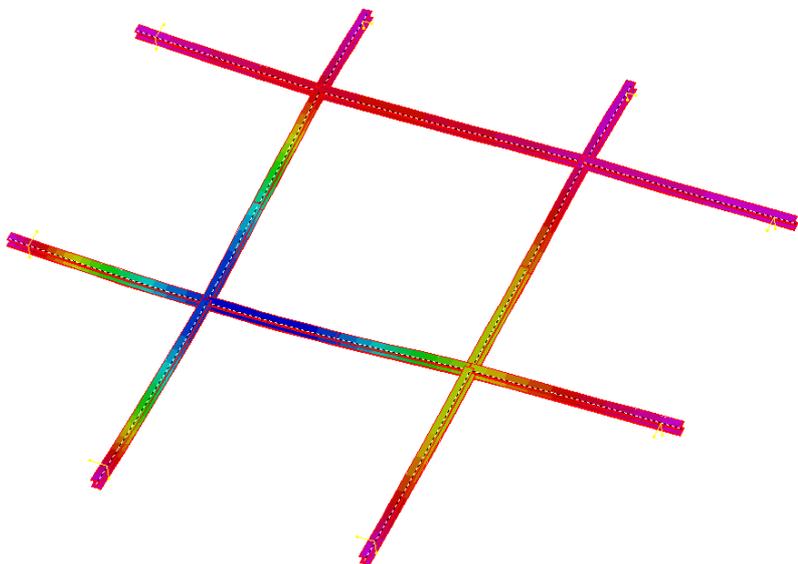
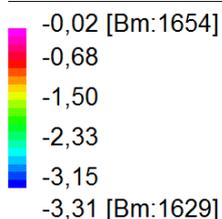
A=t*d	2,00	cmq	
e1=	3,00	cm	
d0=	2,00	cm	
ftb=	8000	daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5100	daN/cmq	S355
e2=	5,00	cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,50		
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50		
γ M2=	1,25		
Fb,Rd= $=k*a*ftk*d*t/\gamma$ M2=	10200	daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,757	<1	OK verificato

VERIFICA TENSIONALE PIATTO	piatto 20*29mm		
Ms1=	156449	daNcm	Momento1 agente sul giunto
Wpl=	420,50	cmc	
fyk=	3550,00	daN/cmq	tensione caratt. di snervam
γ M2=	1,25		
Mr=Wpl*fyk/ γ M2=	1194220	daNcm	Momento resistente piastra
Ms1/Mr=	0,131	<1	OK VERIFICATO

GRATICCIO CHIOSTRO 2

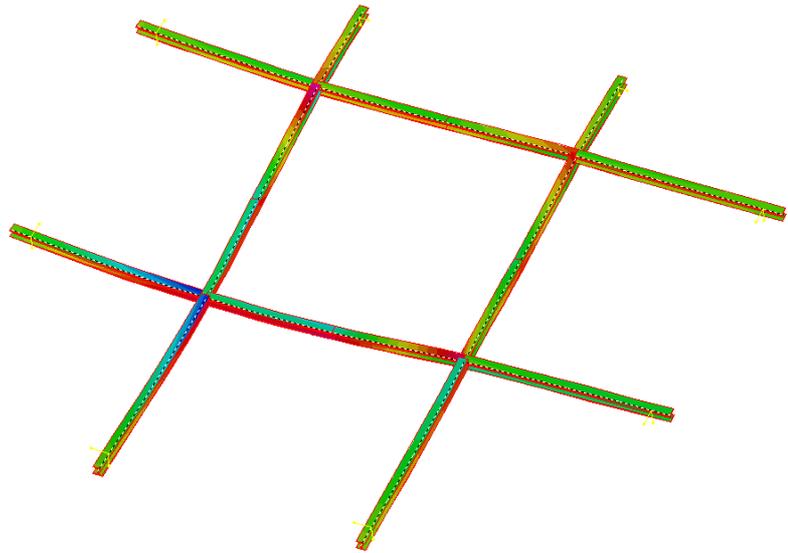
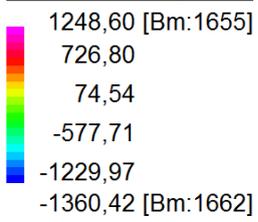
HEB 180 S355

Beam Disp:DZ (cm)



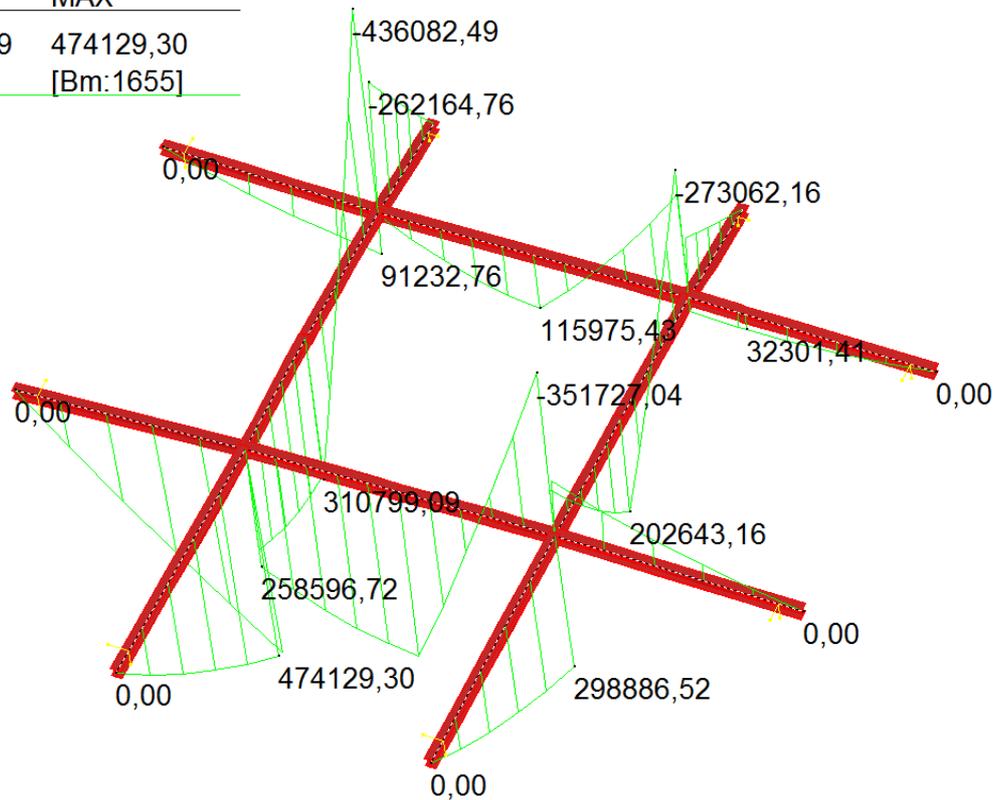
Spostamenti verticali SLE

Fibre Stress (kg/cm²)

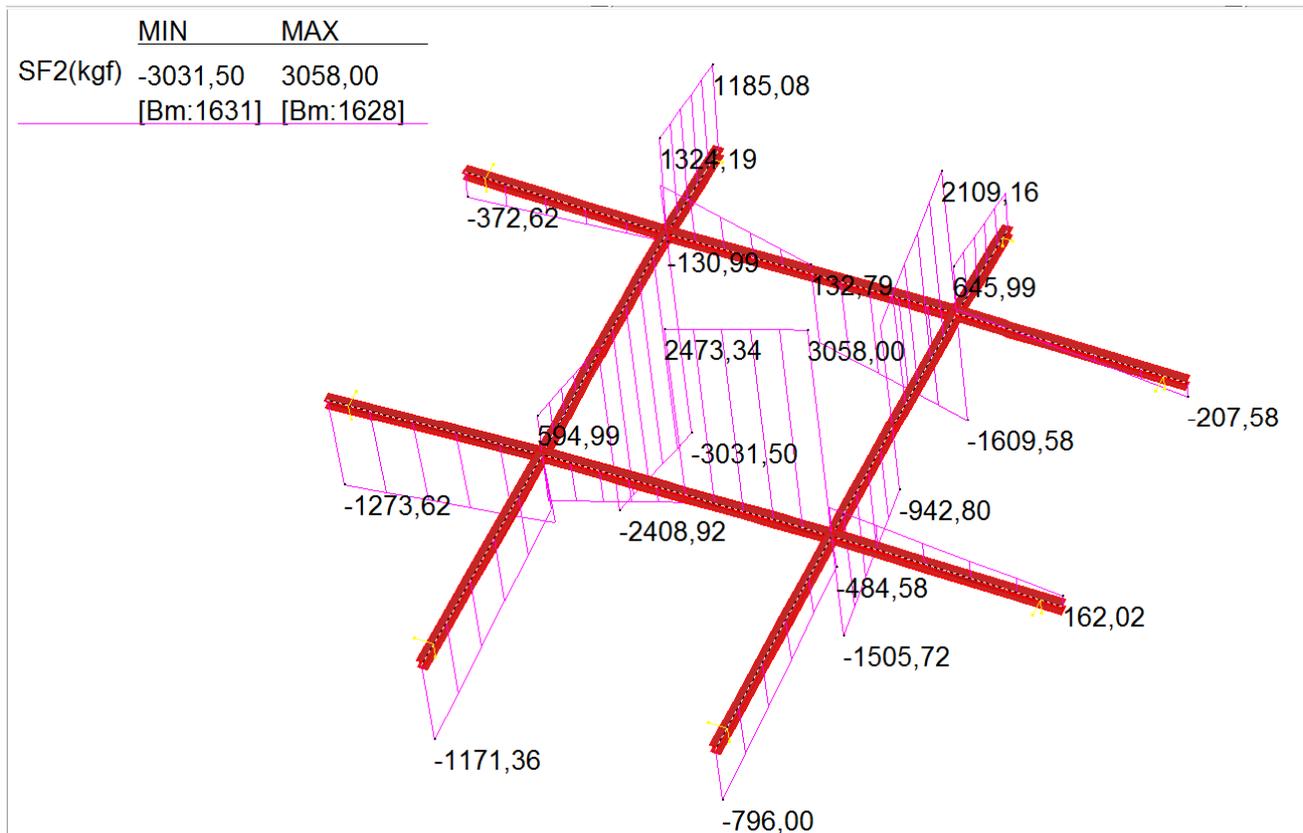


Stress SLU S355

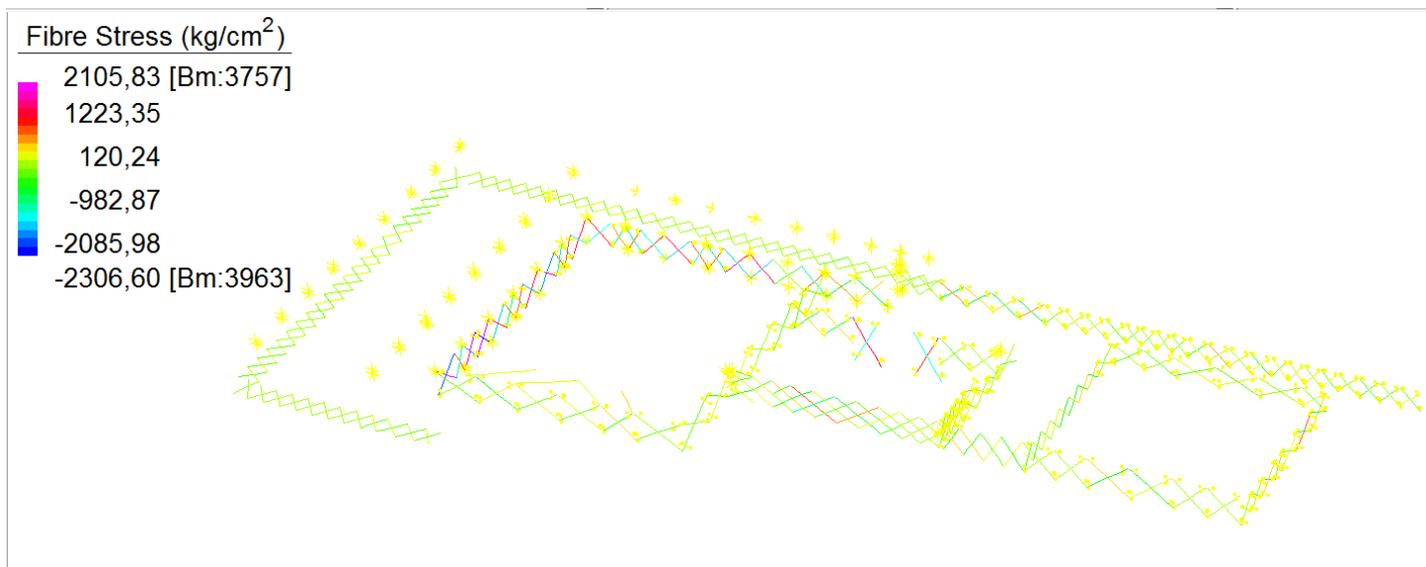
	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-436082,49	474129,30
	[Bm:1631]	[Bm:1655]



Momenti SLU

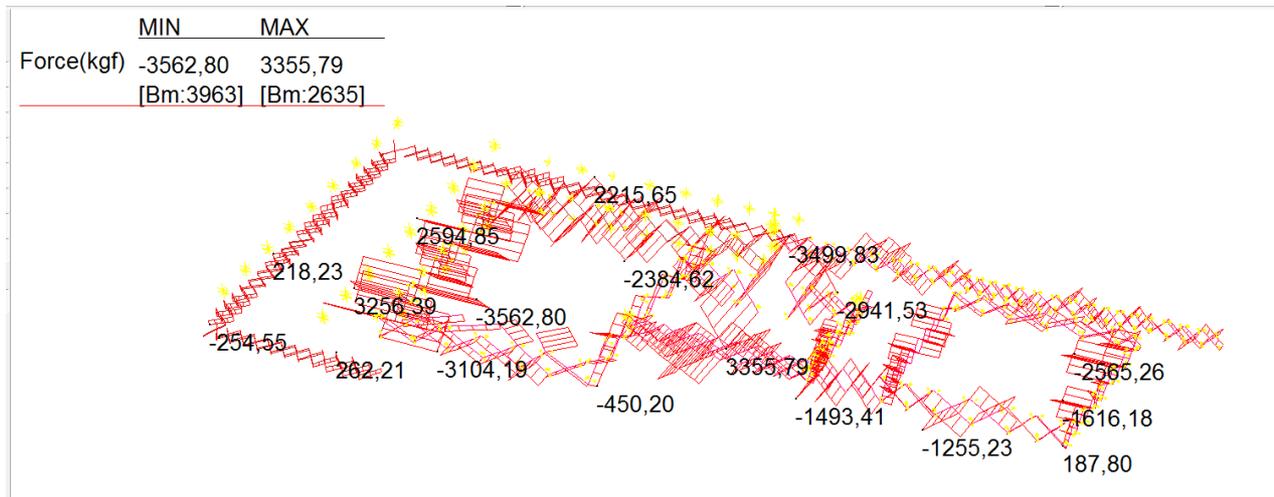


Tagli SLU

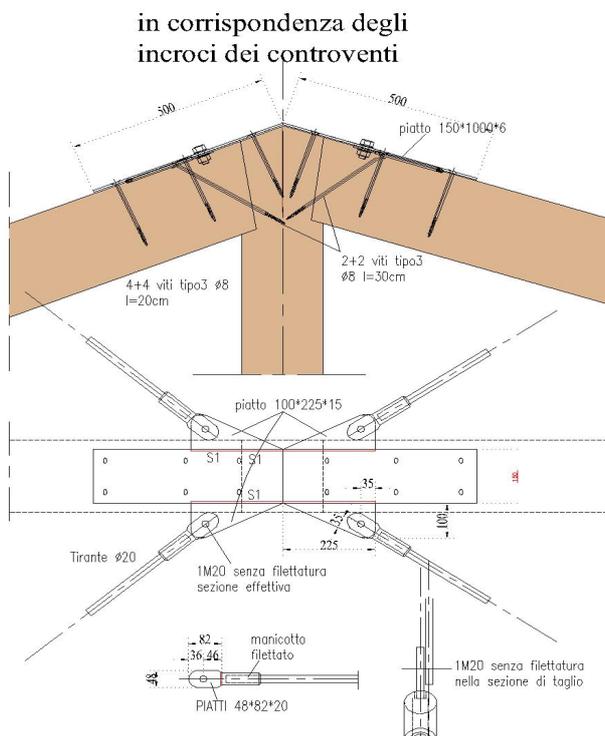


Diagonali delle reticolari di copertura M20 in S355

Nel modello i tiranti M22 sono stati mantenuti sia a trazione che compressione riducendo la loro area modellata della metà considerando anche la sezione resistente quindi la tensione deve essere assunta pari a quella modellata 2306 daN/cm² (S355)



Diagonali delle reticolari di copertura M20 trazioni massime



NODO TIRANTI TRAVI RETICOLARI COPERTURA

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8

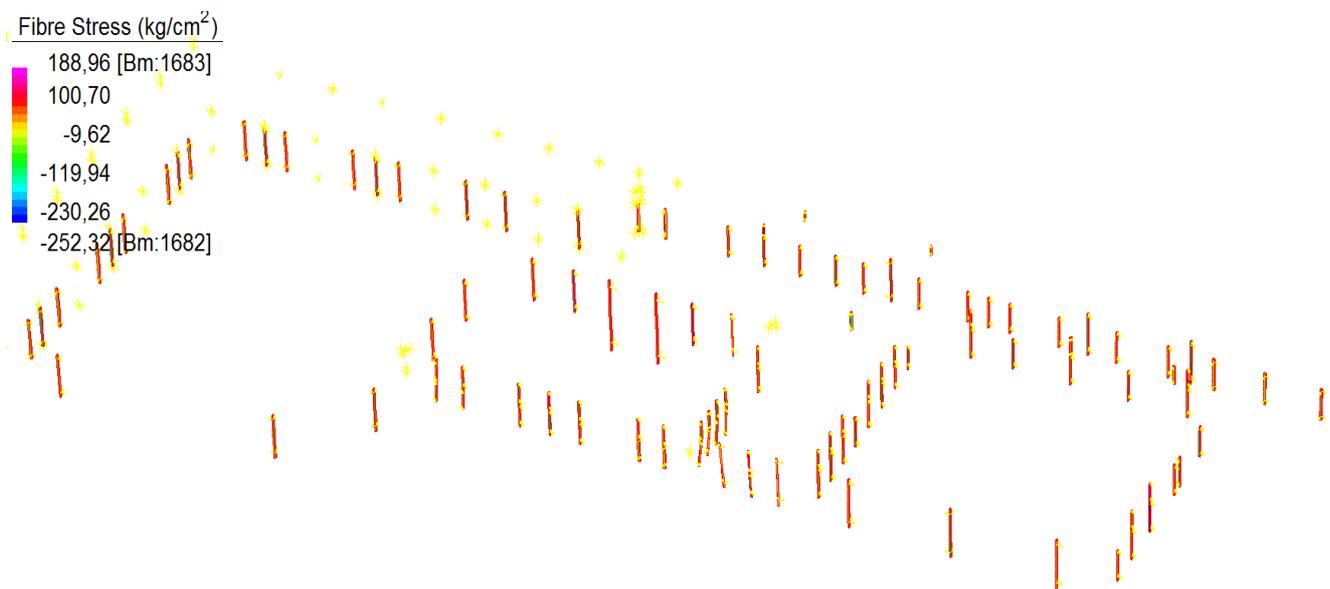
FV=	7124 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	1	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	7124,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γ_{M2} =	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ γ_{M2} =	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,76 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=12mm

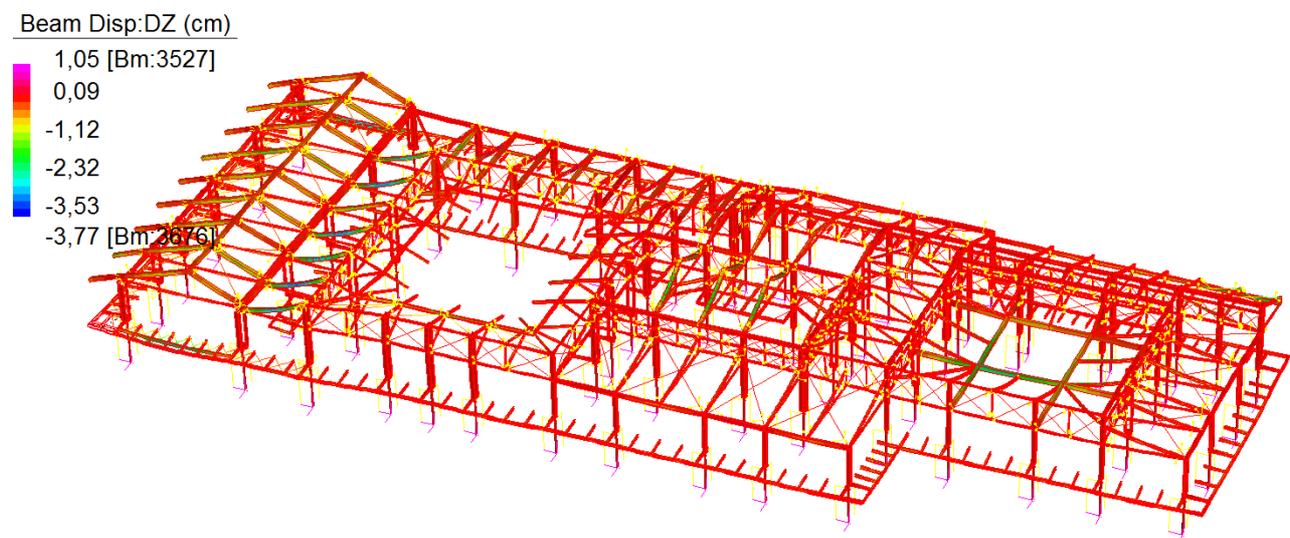
CONTROVENTO

Fx=	7124,00 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero PIATTI
Ft=Fx/n°	7124,00 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro

t=	1,20 cm	spessore
A=t*d	2,40 cmq	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,00 cm	
ftb=	8000 daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5900 daN/cmq	C60
e2=	3,30 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,67	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
γ_{M2} =	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ γ_{M2} =	13760 daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,52 <1	OK verificato



Montanti delle reticolari di copertura 100*600*6 S355



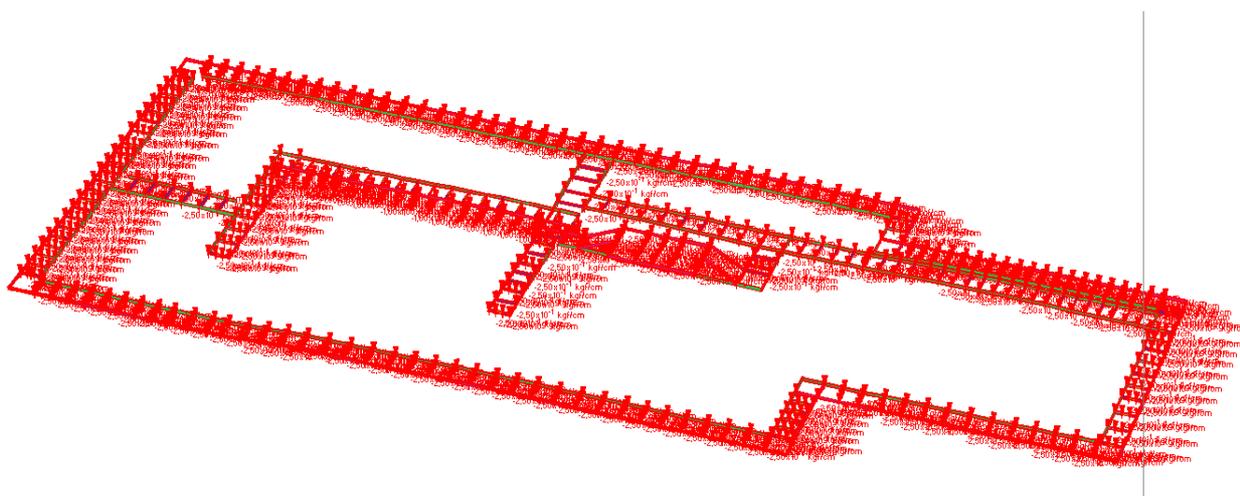
SLE spostamenti verticali

Ok spostamenti compatibili con la struttura

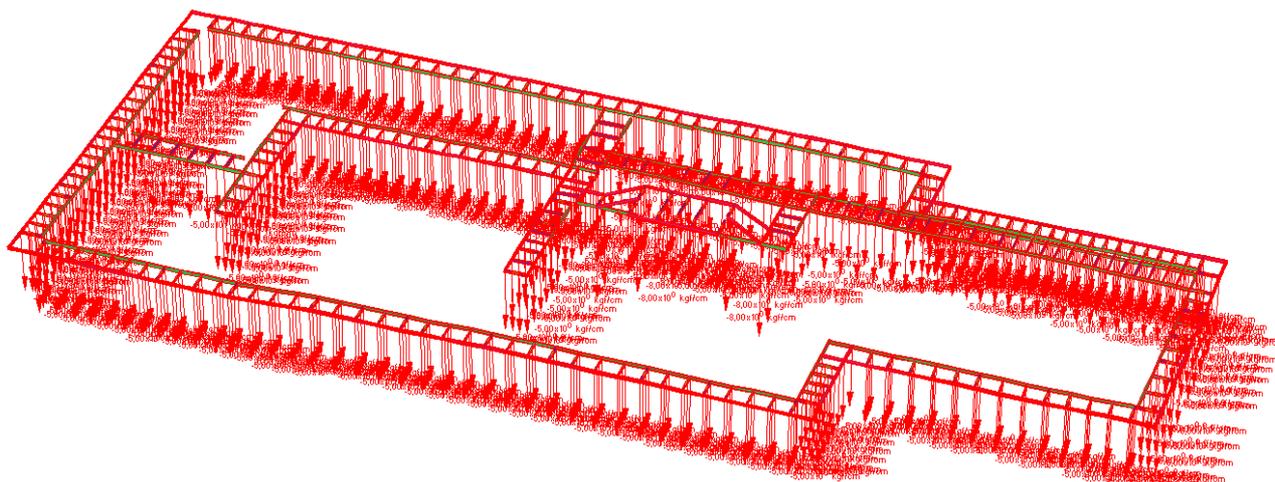
5-PASSERELLE METALLICHE E PARAPETTO

Nelle pagine seguenti si riportano le verifiche delle passerelle metalliche elementi principali secondari, nodi e parapetti.

I piani di calpestio sono di tre tipi, in legno, in vetro e grigliato metallico e devono essere adeguati per un carico di folla distribuita di 500daN/mq

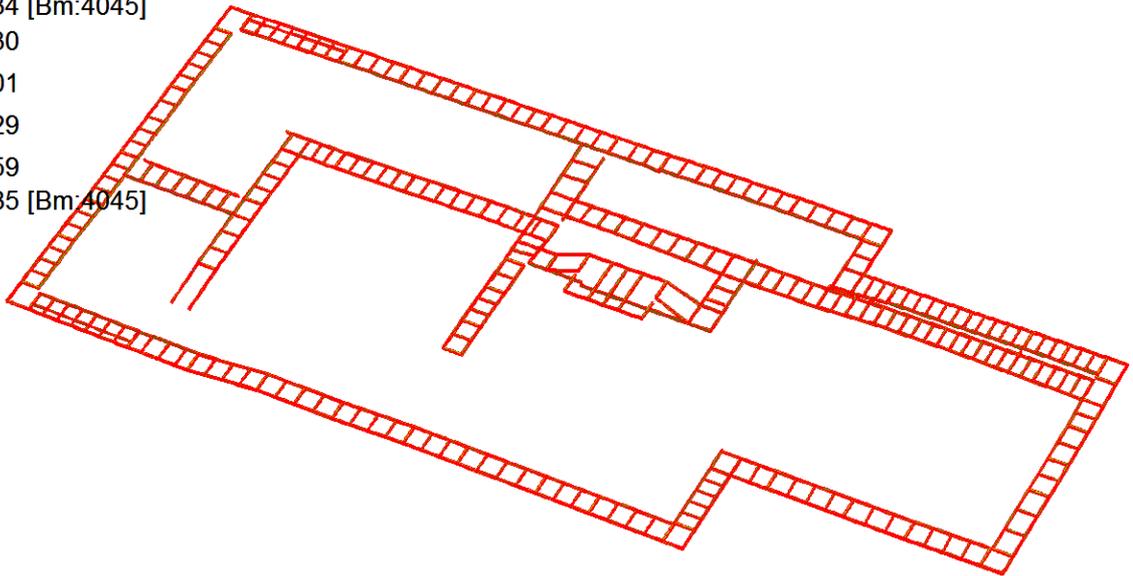
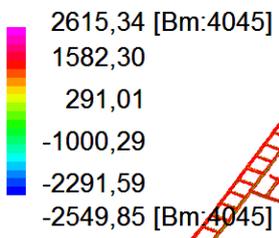


Carico permanente portato (dipende al tipo del piano di calpestio)



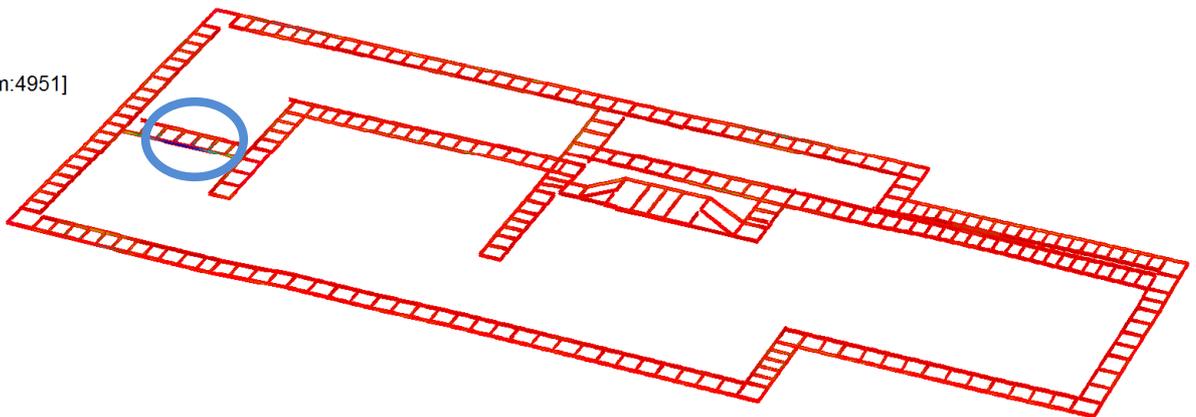
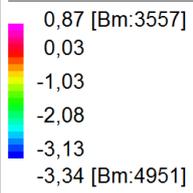
Carico permanente accidentale 500daN/mq

Fibre Stress (kg/cm²)

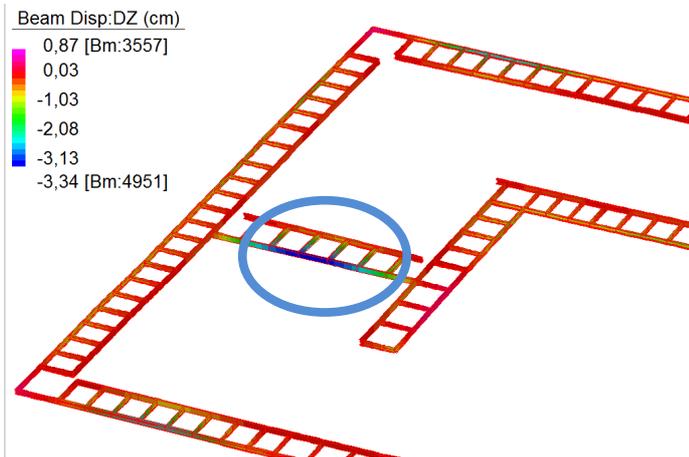


Stress SLU (acciaio previsto S355)

Beam Disp:DZ (cm)

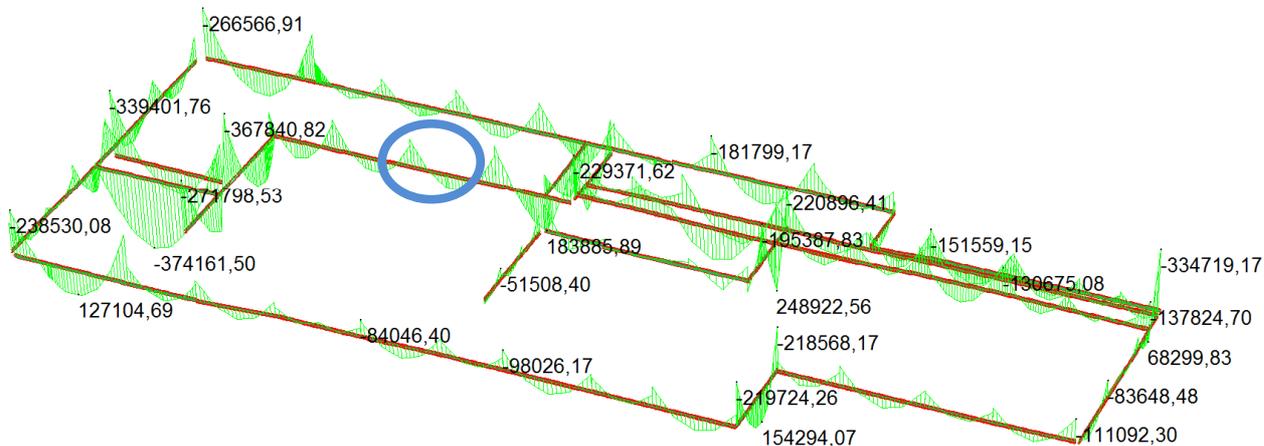


Spostamenti verticali SLE



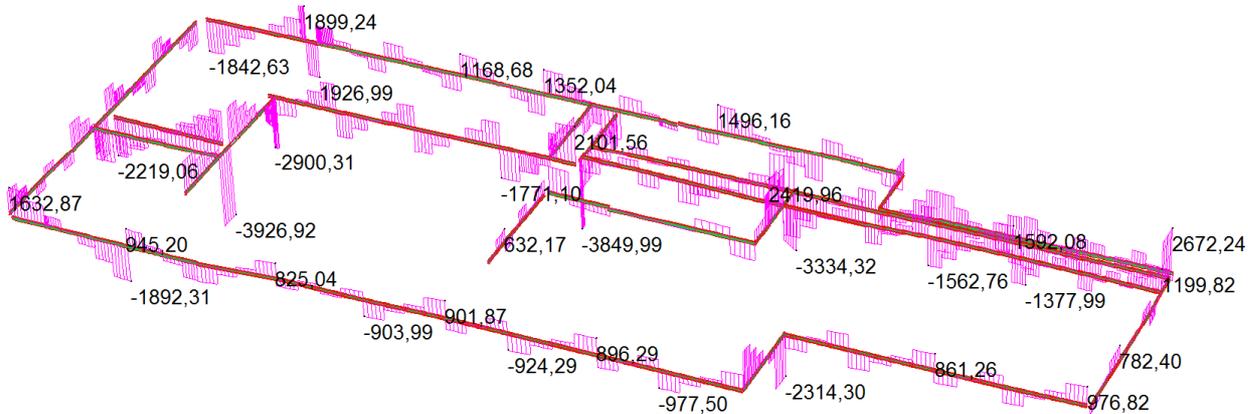
Spostamenti verticali SLE

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-374161,50	253785,18
	[Bm:4952]	[Bm:4939]

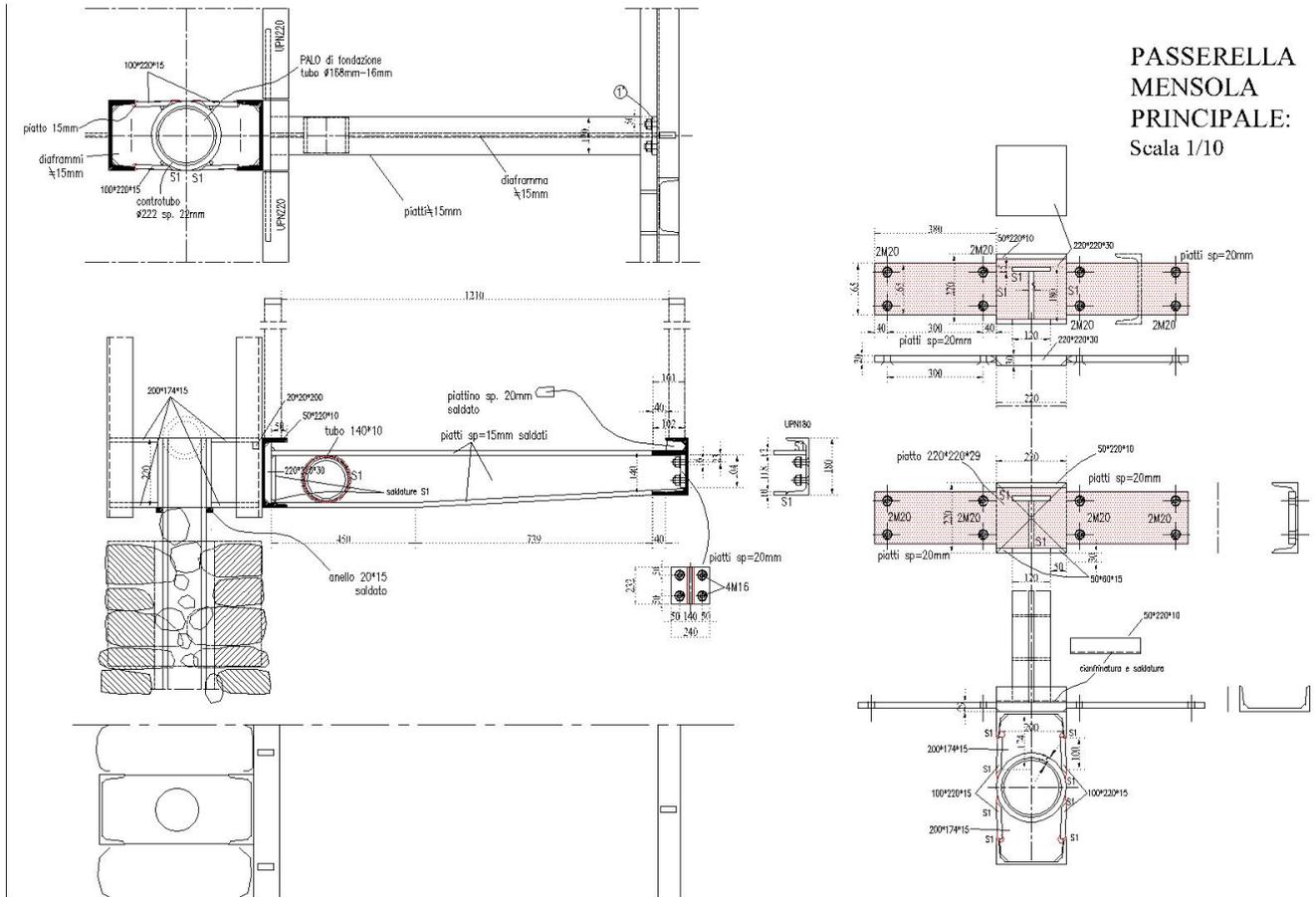


Momenti sollecitanti SLU su UPN220

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-3926,92	2672,24
	[Bm:3165]	[Bm:4536]



Tagli sollecitanti SLU su UPN220



PASSERELLA
MENSOLA
PRINCIPALE:
Scala 1/10

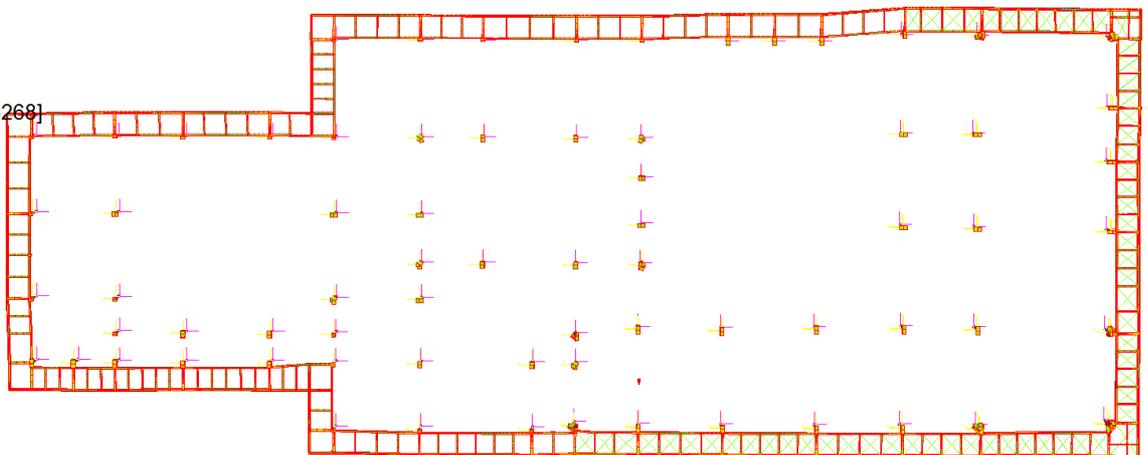
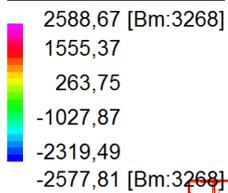
VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 20 cl.8,8

Ms1=	374161 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	30 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	12472 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°=	6236,02 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°=	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	6236,02 daN	Trazione da Ms risultante sul bullone
N=	1842 daN	Taglio diretta agente
n°=	2,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	921,00 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	7157,02	Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,761 <1	OK verificato

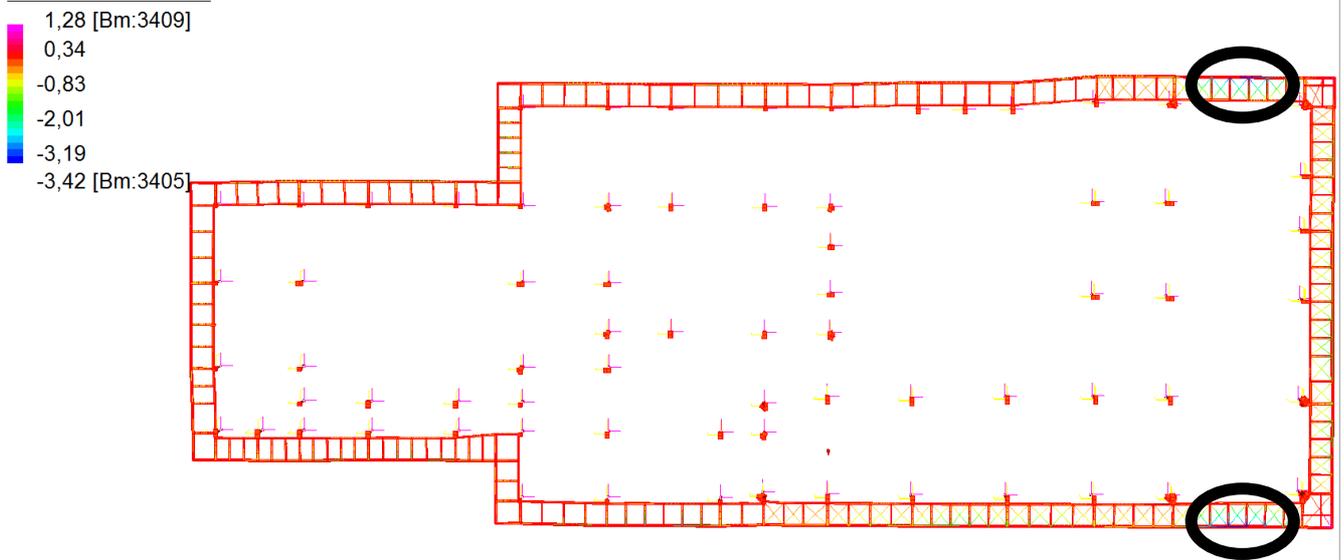
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO		SP=9mm	UPN220
$F_x=$	7157,02 daN	Azione di taglio	
$n^\circ=$	1,00	numero bulloni	
$F_t=F_x/n^\circ$	7157,02 daN	Taglio sul bullone	
$d=$	2,00 cm	diametro	
$t=$	0,90 cm	spessore	
$A=t*d$	1,80 cmq		
$e_1=$	3,00 cm		
$d_0=$	2,00 cm		
$f_{tb}=$	8000 daN/cm ²	cl. 8,8	
$f_{tk}=$	5100 daN/cm ²	S355	
$e_2=$	5,00 cm		
$a=\min(e_1/(3d_0);(f_{tb}/f_{tk};1)$	0,50		
$k=\min(2,8e_2/d_0)-1,7;2,5)$	2,50		
$\gamma_{M2}=$	1,25		
$F_b,R_d= k*a*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}=$	9180 daN/cm ²		
$F_t/F_b,R_d=$	0,780 <1	OK verificato	

MODELLO PROPOSTA 2 DELLE PASSERELLE

Fibre Stress (kg/cm²)



Stress SLU S355 Ok tensioni compatibili



Spostamenti verticali SLE

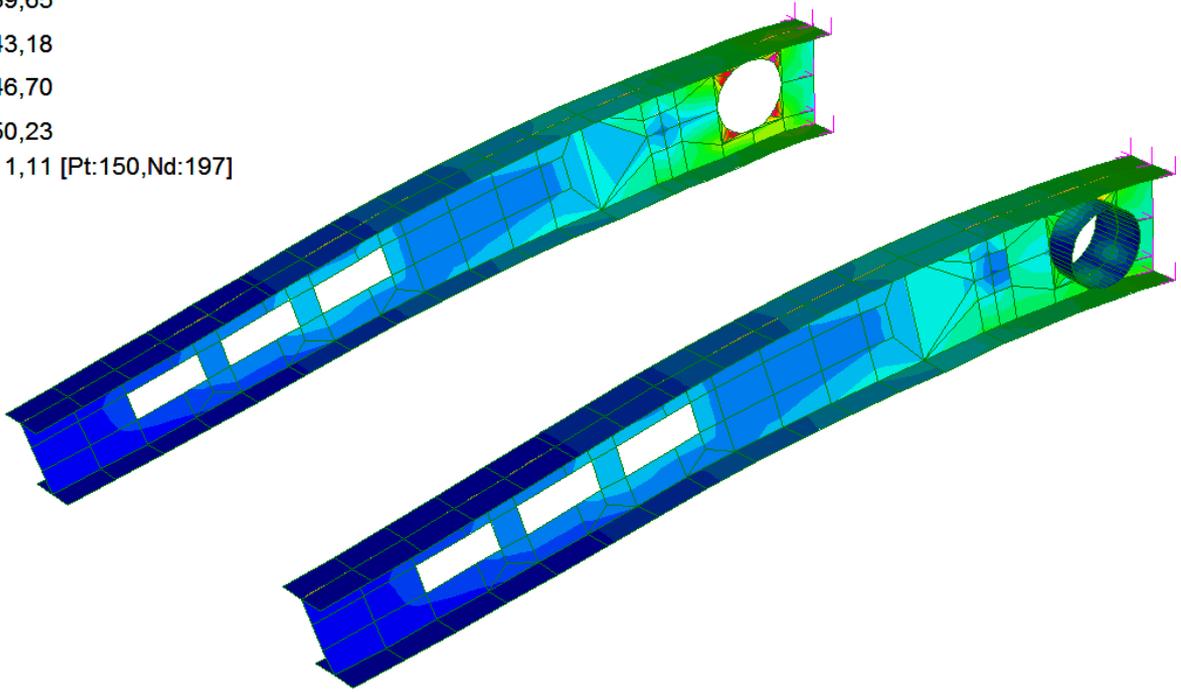
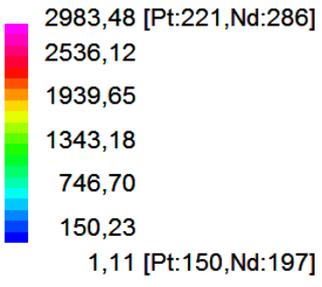
Ok spostamenti compatibili

MODELLO PLATE MENSOLA CON FORATURE



Carichi applicati 100 daN/mq permanenti portati 500 daN/mq accidentali

Plate Stress:VM Mid plane (kg/cm²)



Stress SLU

Plate Stress:VM Mid plane (kg/cm²)

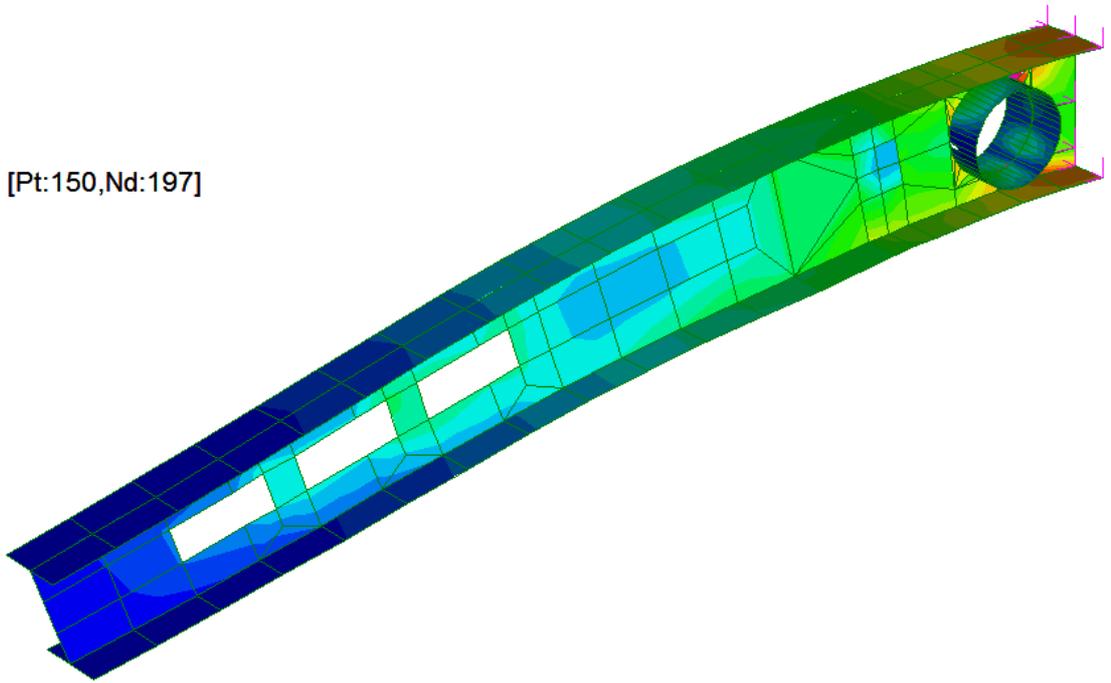
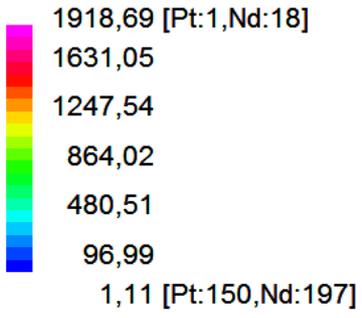
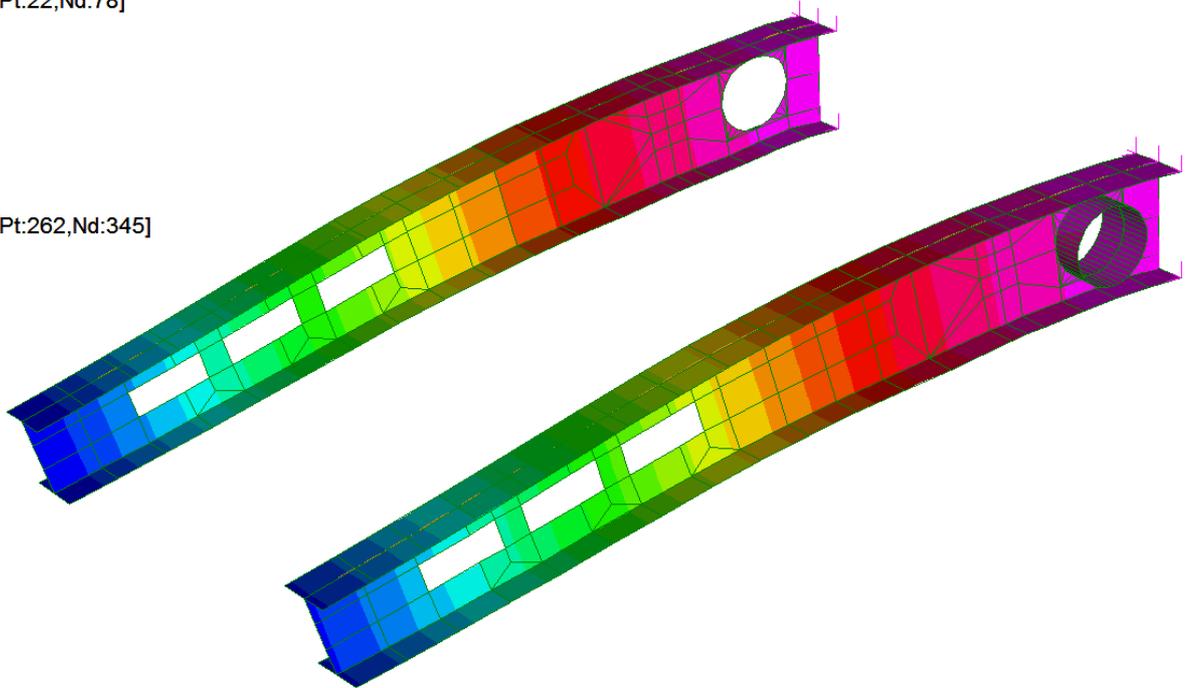
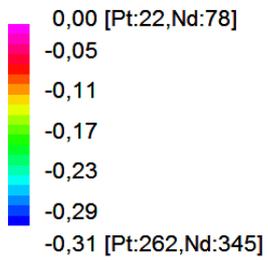
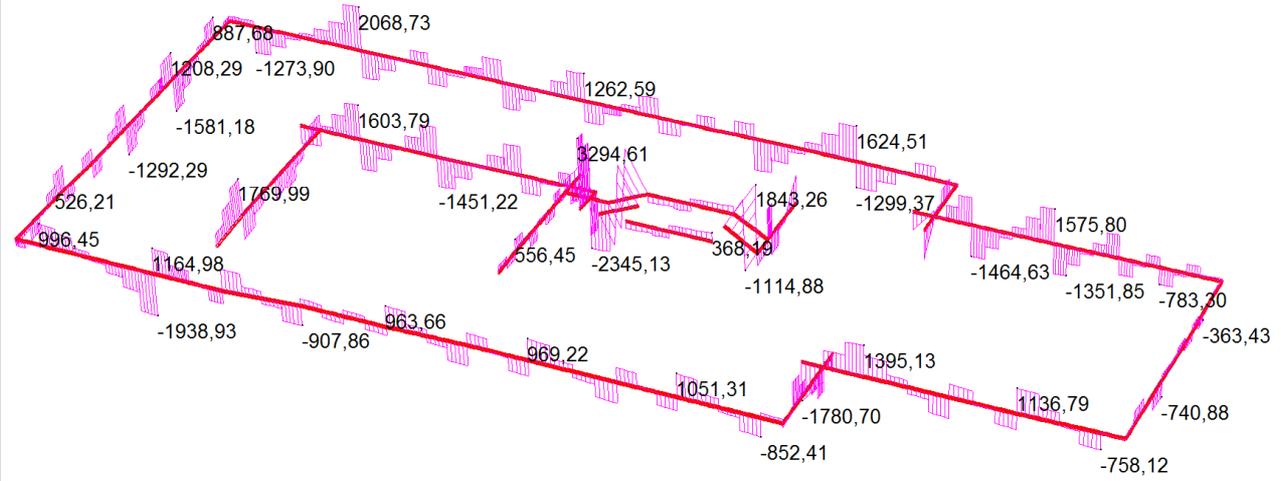


Plate Disp:DY (cm)



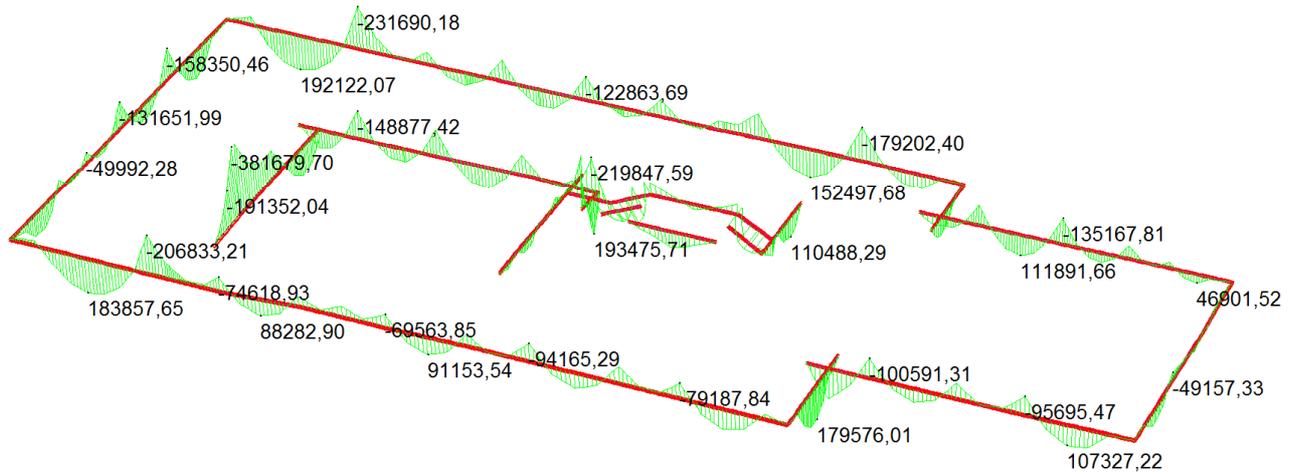
Spostamenti verticali SLE

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2345,13	3294,61
	[Bm:4873]	[Bm:4935]

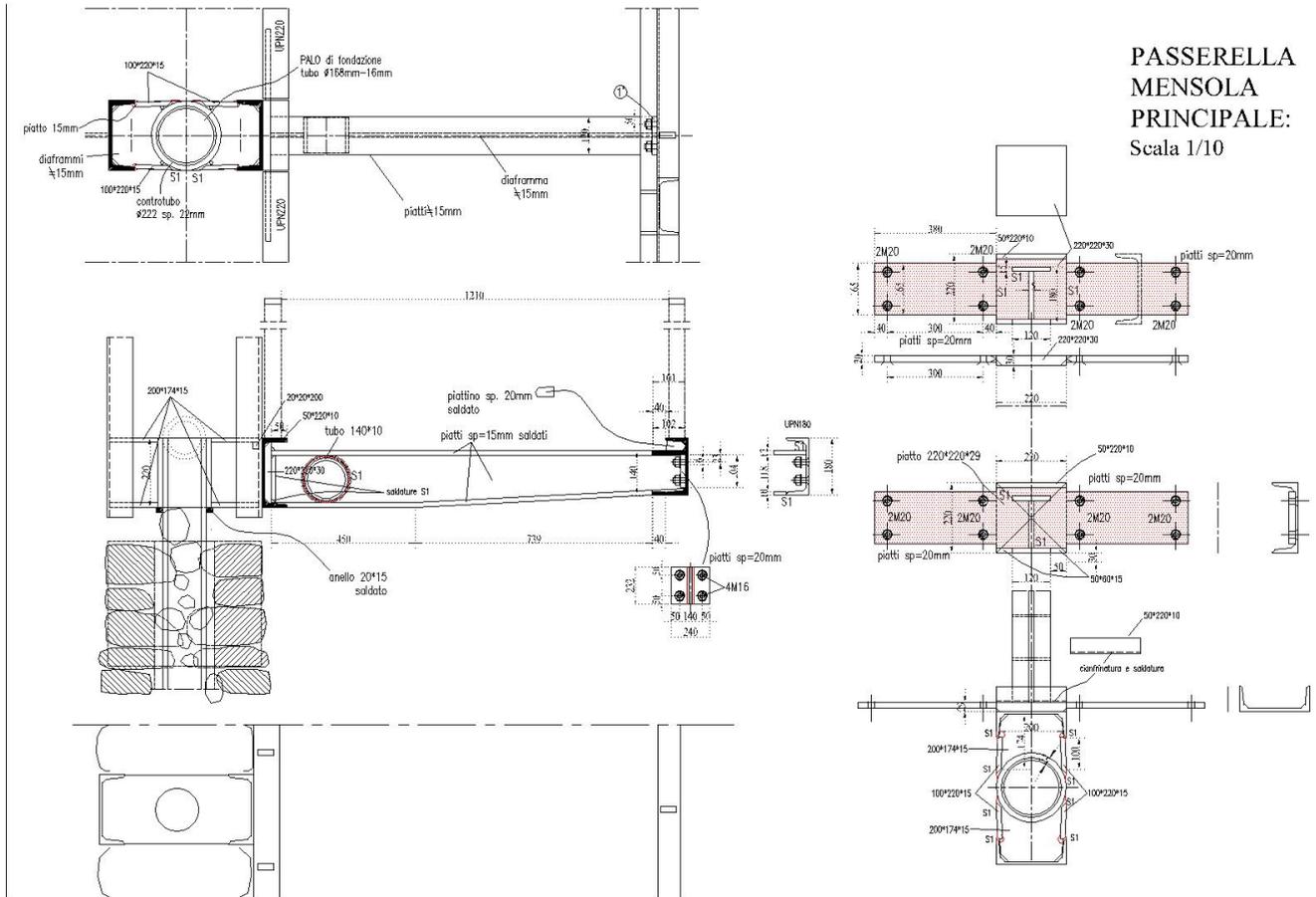


Tagli sollecitanti SLU su UPN180

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-381679,70	193475,71
	[Bm:4037]	[Bm:4864]



Momenti sollecitanti SLU su UPN180



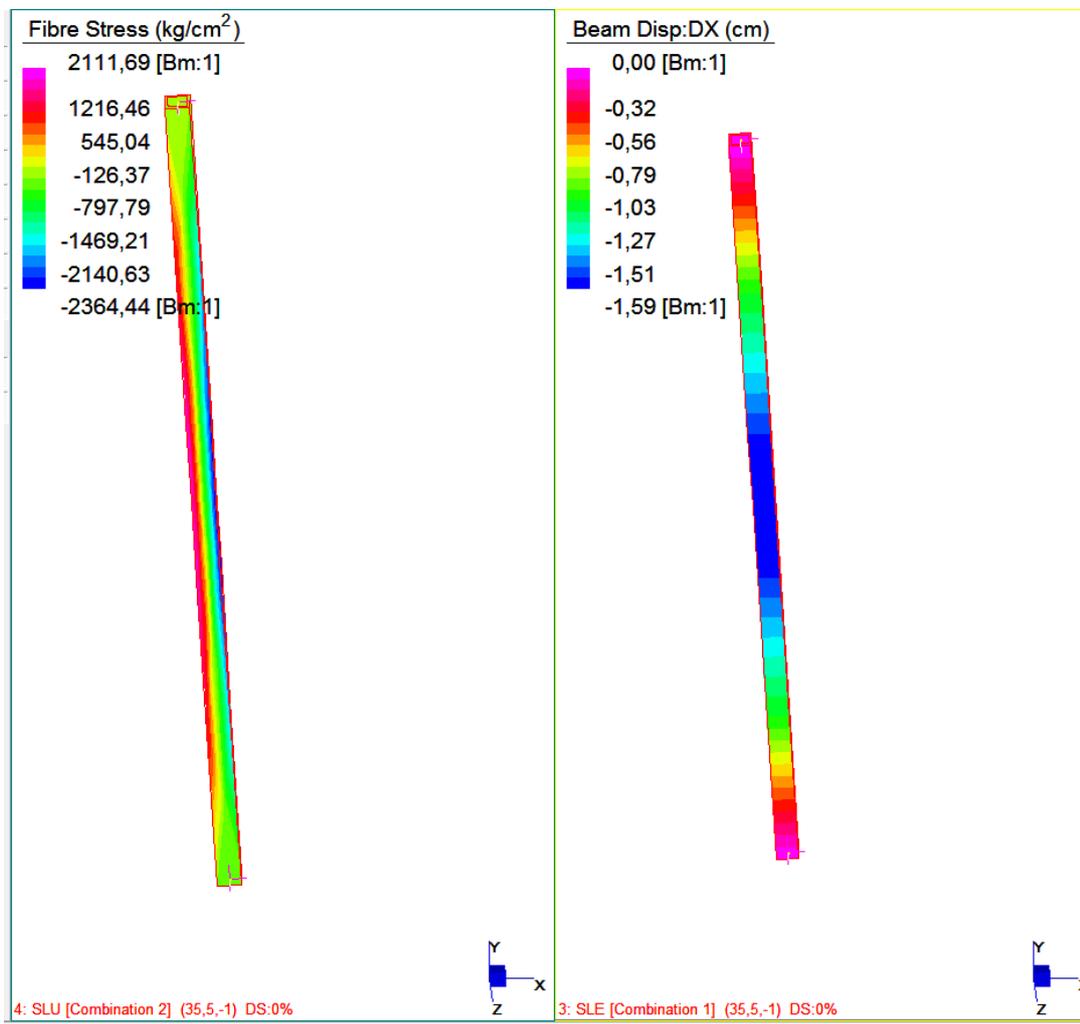
PASSERELLA
MENSOLA
PRINCIPALE:
Scala 1/10

VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
Ms1=	381679 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	30 cm	distanza1 bulloni
b2=	1 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	12723 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	1	
Ft,Ed1=FT1/n1*°	6361,32 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	6361,32 daN	Trazione da Ms risultante sul bullone
N=	1769 daN	Taglio diretta agente
n°	2,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	884,50 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	7245,82	Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,770 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO		SP=8mm	UPN180
Fx=	7245,82 daN	Azione di taglio	
n°=	1,00	numero bulloni	
Ft=Fx/n°	7245,82 daN	Taglio sul bullone	
d=	2,00 cm	diametro	
t=	0,80 cm	spessore	
A=t*d	1,60 cmq		
e1=	3,00 cm		
d0=	2,00 cm		
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8	
ftk=	5100 daN/cm ²	S355	
e2=	5,00 cm		
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,50		
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50		
γM2=	1,25		
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/γM2=	8160 daN/cm ²		
Ft/Fb,Rd=	0,888 <1	OK verificato	

FRANGISOLE

Si applica sul tubolare 60*60*6 ad interasse di 1.4m alto 2.5m una azione orizzontale verticale di 350daN/ml che rappresenta l'azione sismica delle strutture di rivestimento previste.



Sterss SLU

deformazioni SLE

Straus7

LINEAR BUCKLING SOLVER

ITERATION 3

Current Buckling Load Factors

1.49482E+01 2.02609E+01 7.45437E+01 1.00948E+02 -3.99421E+05

Relative Difference

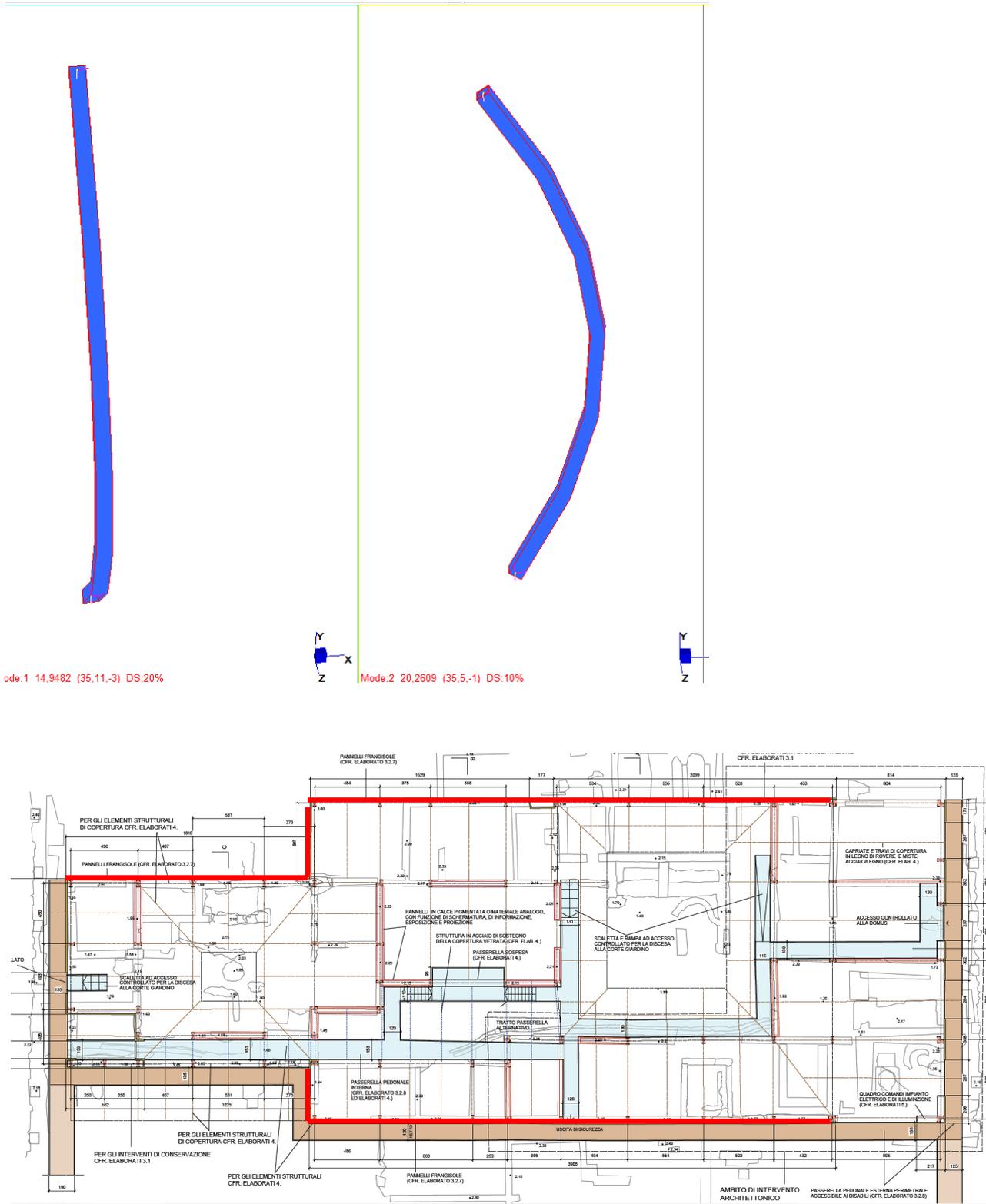
4.75337E-16 1.75348E-16 1.90638E-16 2.81549E-16 1.45730E-16

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

1 1.49482036E+01

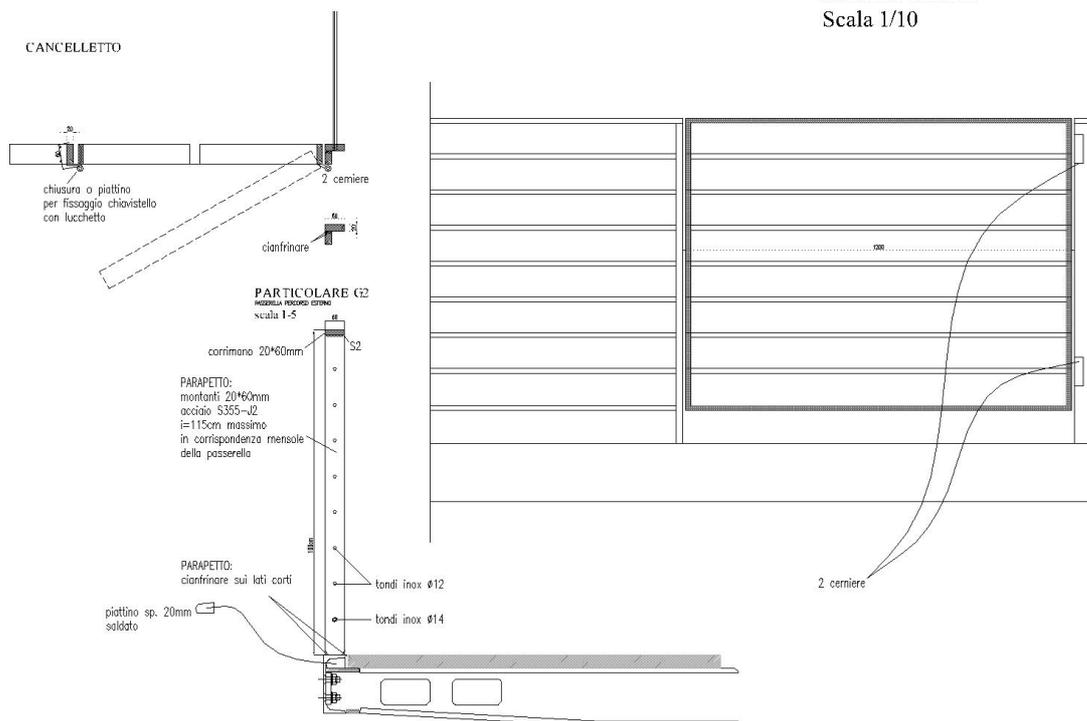
- 2 2.02609338E+01
- 3 7.45437389E+01
- 4 1.00947683E+02
- 5 -3.99421362E+05



Si sono riportate in rosso le posizioni dei frangisole

VERIFICA PARAPETTI

PARAPETTI:
PARTICOLARI
Scala 1/10



Verifica PARAPETTO	G2	
F=	300 daN/m	
g=	1,5	
h=	100 cm	
i=	1,30 m	
	20*60	S355
Ms=F*i*h*g	58500 daNcm	
Wpl=	18,0 cm ³	
fyk=	3550	
γM2=	1,05	
Mrd=Wpl*fy/γM2=	60857,1 daNcm	
Ms/Mrd	0,9613 <1	OK verificato

PIANI DI CALPESTIO

GRIGLIATO barra portante 35*3/21mm

CLASSE 1 - FOLLA COMPATTA (PORTATA PEDONALE) 

Carico dinamico 630 daN/m²

materiale = acciaio S235JR $\sigma_{amm} = 16 \text{ daN/mm}^2$

luce netta massima tra gli appoggi (mm)

interasse barre portanti (mm)

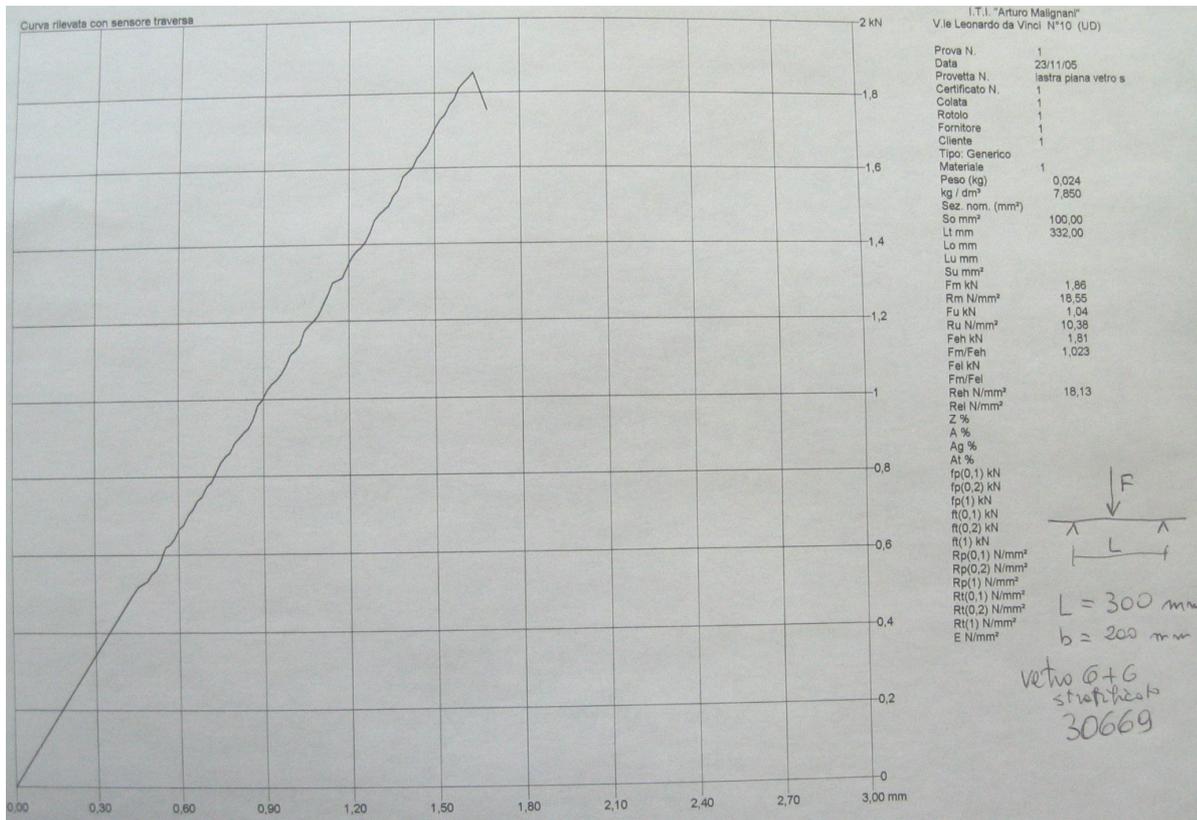
Barra Portante h x s	11		15		21		22		25		30		33		34		44		ε
	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f		
20 x 2	1116	5,00	1032	5,00	933	4,66	918	4,58	880	4,39	828	4,14	802	4,01	794	3,97	729	3,65	637
25 x 2	1319	5,00	1220	5,00	1122	5,00	1109	5,00	1074	5,00	1026	5,00	1002	5,00	993	4,96	911	4,56	796
30 x 2	1512	5,00	1399	5,00	1286	5,00	1272	5,00	1232	5,00	1177	5,00	1149	5,00	1140	5,00	1069	5,00	955
35 x 2	1698	5,00	1571	5,00	1444	5,00	1427	5,00	1383	5,00	1321	5,00	1290	5,00	1280	5,00	1200	5,00	1084
40 x 2	1876	5,00	1736	5,00	1596	5,00	1578	5,00	1528	5,00	1460	5,00	1426	5,00	1415	5,00	1327	5,00	1199
45 x 2	2050	5,00	1897	5,00	1744	5,00	1724	5,00	1669	5,00	1595	5,00	1557	5,00	1546	5,00	1449	5,00	1310
50 x 2	2218	5,00	2053	5,00	1887	5,00	1865	5,00	1807	5,00	1726	5,00	1686	5,00	1673	5,00	1569	5,00	1417
25 x 3	1460	5,00	1351	5,00	1242	5,00	1227	5,00	1189	5,00	1136	5,00	1109	5,00	1101	5,00	1032	5,00	911
30 x 3	1674	5,00	1549	5,00	1424	5,00	1407	5,00	1363	5,00	1302	5,00	1272	5,00	1262	5,00	1183	5,00	1069
35 x 3	1879	5,00	1739	5,00	1598	5,00	1580	5,00	1530	5,00	1462	5,00	1427	5,00	1417	5,00	1328	5,00	1200
40 x 3	2077	5,00	1922	5,00	1767	5,00	1746	5,00	1691	5,00	1616	5,00	1578	5,00	1566	5,00	1468	5,00	1327
45 x 3	2269	5,00	2099	5,00	1930	5,00	1908	5,00	1848	5,00	1765	5,00	1724	5,00	1711	5,00	1604	5,00	1449
50 x 3	2455	5,00	2272	5,00	2089	5,00	2064	5,00	2000	5,00	1910	5,00	1865	5,00	1852	5,00	1736	5,00	1569
60 x 3	2815	5,00	2605	5,00	2395	5,00	2367	5,00	2293	5,00	2190	5,00	2139	5,00	2123	5,00	1990	5,00	1798
70 x 3	3160	5,00	2924	5,00	2688	5,00	2657	5,00	2574	5,00	2459	5,00	2401	5,00	2383	5,00	2234	5,00	2019
80 x 3	3493	5,00	3232	5,00	2972	5,00	2937	5,00	2845	5,00	2718	5,00	2654	5,00	2634	5,00	2470	5,00	2232
90 x 3	3816	5,00	3531	5,00	3246	5,00	3208	5,00	3108	5,00	2969	5,00	2899	5,00	2878	5,00	2698	5,00	2438
100 x 3	4129	5,00	3821	5,00	3513	5,00	3472	5,00	3363	5,00	3213	5,00	3138	5,00	3114	5,00	2920	5,00	2638
30 x 4	1798	5,00	1664	5,00	1530	5,00	1512	5,00	1465	5,00	1399	5,00	1366	5,00	1356	5,00	1272	5,00	1149
40 x 4	2232	5,00	2065	5,00	1898	5,00	1876	5,00	1817	5,00	1736	5,00	1696	5,00	1683	5,00	1578	5,00	1426
45 x 4	2438	5,00	2256	5,00	2074	5,00	2050	5,00	1985	5,00	1897	5,00	1852	5,00	1838	5,00	1724	5,00	1557
50 x 4	2638	5,00	2441	5,00	2244	5,00	2218	5,00	2149	5,00	2053	5,00	2005	5,00	1990	5,00	1865	5,00	1686
60 x 4	3025	5,00	2799	5,00	2573	5,00	2544	5,00	2464	5,00	2354	5,00	2298	5,00	2281	5,00	2139	5,00	1933
70 x 4	3396	5,00	3142	5,00	2889	5,00	2855	5,00	2766	5,00	2642	5,00	2580	5,00	2561	5,00	2401	5,00	2169
80 x 4	3753	5,00	3473	5,00	3193	5,00	3156	5,00	3057	5,00	2921	5,00	2852	5,00	2831	5,00	2654	5,00	2398
90 x 4	4100	5,00	3794	5,00	3488	5,00	3448	5,00	3339	5,00	3190	5,00	3115	5,00	3092	5,00	2899	5,00	2620

VETRO STRATIFICATO 10+10+10

Si prevede un vetro stratificato temperato 10+10+10mm

Il carico accidentale per il calcolo delle lastre di vetro si adotta 500daN/mq

Si riportano delle prove di rottura per lastre stratificate di sicurezza simili a quelle di progetto con due strati 6+6mm



Stress SLU

Tensioni sollecitanti sul vetro stratificato temperato 10+10+10mm

s=	3	cm		
L	1,4	m		
g	21,0	daN/mq		
q	500,0	daN/mq		
g+q	919,4	daN/mq		
li	1,0	m		
M	209,5	daNm		
W=	150,0			
fs =M/W	139,6	daN/cm ²	<354 daN/cm ²	tensione massima sollecitante per il vetro temperato

RESISTENZA DEL VETRO TEMPERATO

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima ammissibile dal vetro temperato:

zona vicina e lontana dai bordi:

$$f_{eg,d} = f_{g;d} = k_p \frac{k_{sp} \cdot k_{mod} \cdot f_{g;k} + k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{\gamma_M}$$

con:

$f_{b;k}$: valore caratteristico di tempra;

k_v : fattore di indurimento dipendente dal tipo di vetro;

per il vetro FLOAT si ha:

Tipo di Vetro	Fattore di indurimento k_v	Valore caratteristico di tempra $f_{b;k}$		
		Tempra termica	Tempra termica parziale	Tempra chimica
FLOAT	1,00	120 N/mm ²	70 N/mm ²	150 N/mm ²

$f_{g;k}$ = 450 daN/cm²

$f_{b;k}$ = 700 daN/cm²

K_v = 1

g_m = 1,4

K_{sp} = 0,67

K_{mod} = 1

K_p = 0,9

f_{gd} = 354,5 daN/cm² tensione massima resistente per il vetro temperato

f_{gd}/f_s = 2,539038 >1 OK verificato

Tensione resistente >> Tensione sollecitante

VERIFICA DEL MANTO DI COPERTURA IN VETRO

s=	1,8	cm		
L	1,4	m		
g	65,0	daN/mq		
q	250,0	daN/mq		
g+q	606,0	daN/mq		
li	1,0	m		
M	138,1	daNm		
W=	54,0			
fs =M/W	255,7	daN/cm ²	<354 daN/cm ²	tensione massima sollecitante per il vetro temperato

RESISTENZA DEL VETRO TEMPERATO

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima ammissibile dal vetro temperato:

zona vicina e lontana dai bordi:
$$f_{cg,d} = f_{g,d} = k_p \frac{k_{sp} \cdot k_{mod} \cdot f_{g;k} + k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{\gamma_M}$$

con:

$f_{b;k}$: valore caratteristico di tempera;

k_v : fattore di indurimento dipendente dal tipo di vetro;

per il vetro FLOAT si ha:

Tipo di Vetro	Fattore di indurimento k_v	Valore caratteristico di tempera $f_{b;k}$		
		Tempra termica	Tempra termica parziale	Tempra chimica
FLOAT	1,00	120 N/mm ²	70 N/mm ²	150 N/mm ²

$f_{g;k} = 450$ daN/cm²

$f_{b;k} = 700$ daN/cm²

$k_v = 1$

$k_{mod} = 1,4$

$k_{sp} = 0,67$

$k_{mod} = 1$

$k_p = 0,9$

$f_{gd} = 354,5$ daN/cm² tensione massima resistente per il vetro temperato

$f_{gd}/f_s = 1,386767 > 1$ OK verificato

Tensione resistente >> Tensione sollecitante

RESISTENZA DEL MATERIALE

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima resistente del materiale:

$$\text{zona lontana dai bordi: } f_{g,d} = \frac{k_p \cdot k_{mod} \cdot k_{sp} \cdot f_{g,k}}{\gamma_M}$$

$$\text{zona in prossimità dei bordi: } f_{eg,d} = 0,8 f_{g,d}$$

con:

$f_{g,k}$ =45 N/mm²: resistenza a flessione caratteristica del materiale;

γ_M : fattore parziale per il materiale;

k_p =1 o 0,9: fattore che tiene conto dell'accuratezza delle proprietà fisiche meccaniche del materiale; 1 se queste sono riferite direttamente alle Norme specifiche, 0,9 se si considerano i valori direttamente riportati;

k_{sp} =0,67 (es. FLOAT): valore che tiene conto della finitura superficiale;

k_{mod} = 0,663t^{-1/16}: fattore di durata del tempo di applicazione dei carichi;

il vetro è infatti soggetto al fenomeno della "fatica statica" ovvero ad una progressiva diminuzione della resistenza a trazione di un elemento sottoposto ad un carico costante

nel tempo. È quindi necessario considerare valori differenti di resistenza per differenti tempi di durata dei carichi. La Normativa fornisce direttamente i valori di questo coefficiente in funzione del tipo di carico:

AZIONE	DURATA CARICHI	K_{mod}
Vento, folla	5 sec.	1,00
Neve	6 settimane	0,43
Peso proprio	50 anni	0,29
Variazione temp. giornaliera	11 ore	0,57
Variazione temp. rara	6 mesi	0,39
Variazione di pressione	4 giorni	0,50

RESISTENZA DEL VETRO TEMPERATO

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima ammissibile dal vetro temperato:

$$\text{zona vicina e lontana dai bordi: } f_{eg,d} = f_{g,d} = k_p \frac{k_{sp} \cdot k_{mod} \cdot f_{g,k} + k_v (f_{b,k} - f_{g,k})}{\gamma_M}$$

con:

$f_{b,k}$: valore caratteristico di tempra;

k_v : fattore di indurimento dipendente dal tipo di vetro;

per il vetro FLOAT si ha:

Tipo di Vetro	Fattore di indurimento k_v	Valore caratteristico di tempra $f_{b,k}$		
		Tempra termica	Tempra termica parziale	Tempra chimica
FLOAT	1,00	120 N/mm ²	70 N/mm ²	150 N/mm ²

Tipo di vetro	Carichi Permanenti	Carichi a medio termine	Carico a breve termine
FLOAT	7 N/mm ²	17 N/mm ²	28 N/mm ²
Tempra parz.	22 N/mm ²	24 N/mm ²	22 N/mm ²
Tempra tot.	50 N/mm ²	53 N/mm ²	56 N/mm ²

VERIFICA TAVOLATO

TAVOLATO Stati Limite

Tempo d'incendio minimo: **0**

Geometria
l: luce di calcolo tavolato: **130** cm

Materiale
 Tipo: **legno massiccio** Classe: **D60** γ_M : **1,50**
 $f_{m,k}$: **600** daN/cm² $f_{v,k}$: **53** daN/cm² $f_{c,90,k}$: **135** daN/cm²
 $E_{0,mean}$: **140000** daN/cm² G_{mean} : **10600** daN/cm² ρ_k : **700** daN/m³

Sezione
b: base tavolato: **100** cm A: **350** cm²
S: spessore tavolato: **3,5** cm W_x : **204** cm³
 γ : **1,2** J_x : **357** cm⁴

Carichi SLU

	proiez orizz daN/m ²	γ_g	<i>b</i> m	daN/m
g_k : permanenti	10,5	1,3	1,00	13,7
<i>pp</i> : peso proprio	24,5	1,3		31,9
variabile:	FOLLA			
q_k : variabile	500,0	ψ_0 : 0,6	γ_q : 1,5	1,00
q_k : variabili cmb 1	FOLLA : 1,5x500x1:			750,0
W_k : totale carico statico				795,5

Sollecitazioni SLU
 schema di calcolo:



CI durata: **Permanente** CI durata: **Media**

campata:

M_{max} : $\frac{1}{8} \cdot (g_k + pp) \cdot l^2$ 9,6 daNm M_{max} : $\frac{1}{8} \cdot w_k \cdot l^2$ 168,0 daNm

appoggio:

T_{max} : $\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot l$ 29,6 daN T_{max} : $\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot l$ 517,1 daN

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

CI durata:	M_{max} daNm	T_{max} daN	tensioni massime: $\sigma_{fd}^{SLU} = \frac{M_{max}}{W_x}$ daN/cm ²	$\tau_{fd}^{SLU} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$ daN/cm ²
Permanente	9,6	29,6	4,7	0,1
Media	168,0	517,1	82,3	2,2

verifiche:

CI durata:	CI servizio:	k_{mod}	$f_{m,d}$: daN/cm ²	$f_{v,d}$: daN/cm ²	$\frac{\sigma_{fd}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{fd}}{f_{v,d}}$
Permanente	2	0,6	240,0	21,2	0,0	< 1
Media	2	0,8	320,0	28,3	0,3	< 1

Carichi SLE				
	proiez orizz		b	
	daN/m ²		m	daN/m
g_k : permanenti	10,5		1,00	10,5
pp: peso proprio	24,5	daN/m	$\gamma_g: 1,0$	24,5
variabile: FOLLA				
q_k : variabile	500,0		$\gamma_q: 1,0$	1,00
ψ_0 : 0,6	$\psi_1: 0,2$	$\psi_2: 0,2$		
			daN/m	max
Q_k : variabili rara cmb 1	FOLLA : 500x1:		500,0	500,0
Q_k : variabili frequenti cmb 2	FOLLA : 0,2x500x1:		100,0	
Q_k : variabili quasi perm cmb 3	FOLLA : 1x0,2x500x1:		100,0	
W_k : totale				535,0

Verifiche deformazioni SLE				
istantanea:			cm	max
U_{ist} : cmb 1	$\left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \alpha \frac{l^2}{8GA} \right)$	(10,5+24,5+500) :	0,40	0,40
U_{ist} : cmb 2		(10,5+24,5+100) :	0,10	
U_{ist} : cmb 3		(10,5+24,5+100) :	0,10	
	Cl servizio: k_{def} :			↓
	2,08		1/324	<1/300
differita:			cm	
U_{dif} : cmb 1	$0,8 \times (10,5 + 24,5) + 0,2 \times 0,8 \times 500 \times 1$:		0,08	0,08 → 1/1604
U_{dif} : cmb 2	$0,8 \times (10,5 + 24,5) + 0,2 \times 0,8 \times 500 \times 1$:		0,08	
U_{dif} : cmb 3	$0,8 \times (10,5 + 24,5) + 1 \times 0,2 \times 0,8 \times 500 \times 1$:		0,08	
totale:				
U_{fin} : freccia finale			0,48	
			↓	
			1/269	<1/200

6 - VERIFICHE SISMICHE

6.1 COMPARAZIONE TRA AZIONI DEL VENTO E SISMICHE

Per le strutture in oggetto le azioni sismiche sono prevalenti rispetto a quelle del vento.

Nel seguito si riporta il confronto tra azioni sismiche e del vento.

$$FS = \text{Azione sismica totale} = 184520 \text{ daN}$$

$$FSc = \text{Azione sismica della sola copertura} = 157010 \text{ daN}$$

Per il cento si assume il lato Y1 fosse chiuso completamente con altezza fino al colmo della copertura ($h=4.75\text{m}$)

$$Fvp = \text{Azione del vento} = (64.3+32.2)*66*4.75 = 30253 \text{ daN}$$

Se si considera inoltre l'azione del vento radente 4.1 daN/mq su tutta la superficie delle coperture si ottiene.

$$Atot = 1544-13-65 = 1466$$

$$Fvr = 1466*4.1 = 6011 \text{ daN vento radente}$$

$$FV = Fvr + Fvp = 6011 + 30253 = 36363 \text{ daN azione totale del vento}$$

$$FV \ll FSc$$

Si osserva come l'azione sismica della sola copertura risulta molto maggiore dell'azione totale del vento.

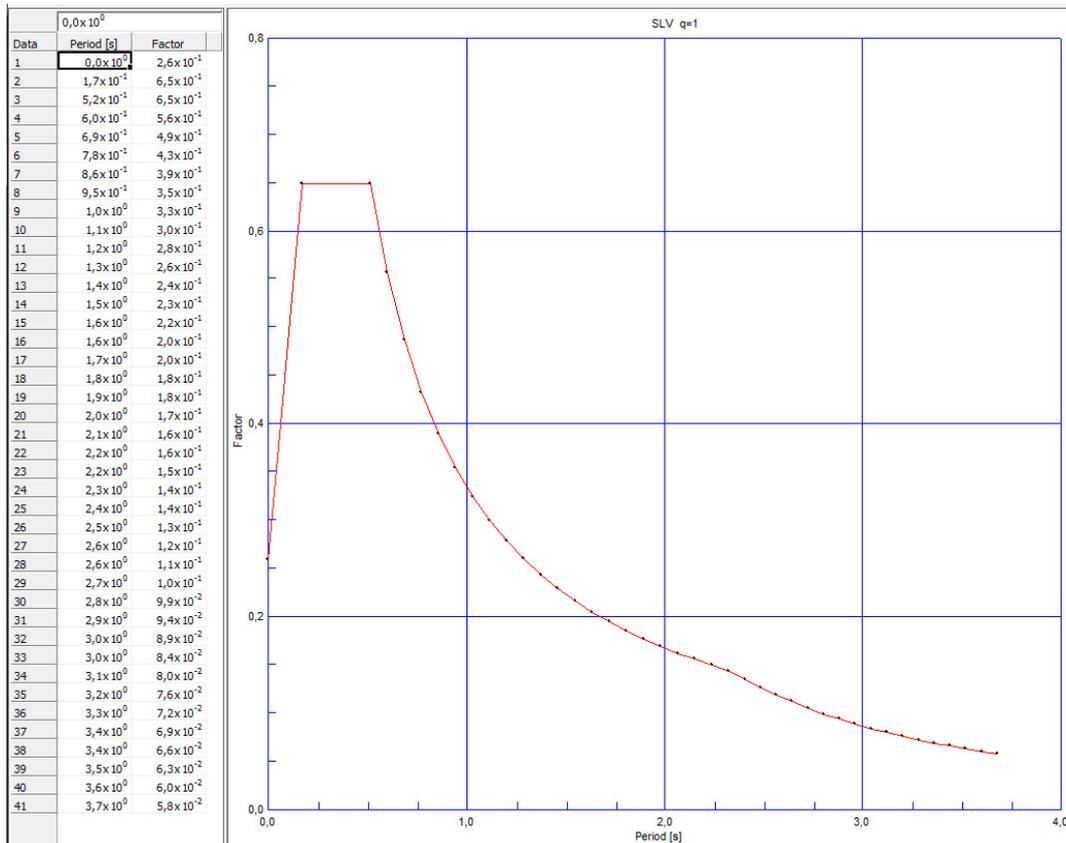
6.2 MODELLI FEM PER L'ANALISI STRUTTURALE

La struttura di progetto è stata analizzata mediante modellazioni elastico lineari **globali dinamiche (D1)** e **statiche (S1-S2-S3-S4 ed S0)** e su modelli di elementi tipo beam, e **modellazioni locali statiche** su particolari complessi, schematizzati con elementi plate e brick (**S5**).

I carichi verticali sono stati applicati come carichi lineari distribuiti sulle travi principali di copertura e sulle mensole delle passerelle metalliche.

Si è sviluppata una analisi dinamica globale della struttura e una serie di analisi statiche lineari, per verificare la sensibilità della struttura rispetto alle caratteristiche del terreno e rispetto ai dispositivi irrigidenti come i calastrelli e i controventi di parete.

Spettro utilizzato per l'analisi dinamica con $q=1$



Le sollecitazioni dovute al sisma di progetto sono state calcolate mediante analisi di tipo dinamico mediante spettro di risposta SLV - NTC08.

I calcoli sono stati condotti per le seguenti combinazioni di carico:

- Statica Permanenti+accidentali
- Sismica X Permanenti + SismaX + 0.3SismaY (analisi dinamica con combinazione tipo CQC) SLV
- Sismica Y Permanenti + SismaY + 0.3SismaX (analisi dinamica con combinazione tipo CQC) SLV

Nelle pagine a seguire si riportano in dettaglio: i parametri utilizzati per le analisi di tipo dinamico e i principali risultati delle analisi dinamiche sotto forma di mappe a colori.

Sono stati considerati un numero di modi tali da mettere in gioco circa il 98.50% delle masse. Successivamente è stata effettuata l'analisi statica lineare considerando l'accelerazione di *plateau* superiore a quelle ottenute con l'analisi dinamica. L'analisi statica ha consentito di effettuare le verifiche di resistenza, deformazione e di instabilità di tutti gli elementi con diverse ipotesi al contorno come di volta in volta specificato.

TIPO DI MODELLAZIONE

In generale per il modello base le coperture, nello specifico puntoni, **catene e bordonali sono state modellate con il solo profilo in legno** previsto (senza considerare il profilo metallico inserito al suo interno) e svincolato alle estremità **con cerniere e quindi con schema a biella**.

E' stato **anche provato un modello considerando il profilo interno in acciaio** dei puntoni escludendo completamente il legno di rivestimento, con schema in continuità dato che gli elementi sono saldati a completa penetrazione.

In generale **le travi reticolari di copertura** corrispondenti **sono state svincolate alla rotazione in corrispondenza degli appoggi** con i pilastri e così come i tiranti che la costituiscono, per la **briglia superiore e inferiore si è modellato il profilo a T metallico non considerando** in questo caso **il rivestimento in legno**.

Per le travi UPN 220 di copertura si è mantenuta la continuità in corrispondenza degli appoggi.

La continuità dei profili metallici è stata assunta anche sulle passerelle di camminamento. I particolari sono stati adeguati a tale ipotesi.

I pilastri sono considerati continui sul tubo del palo di fondazione.

I pali di fondazione sono stati modellati con elementi beam con la loro lunghezza effettiva e applicando la costante laterale K differenziata in base alla profondità,

- i primi 50 cm sono considerati liberi ($K=0$) in corrispondenza delle murature,
- dalla quota -50 a -150 cm presentano $K=1\text{ daN/cm}$ materiale misto granulare di riporto antico
- dalla quota -150cm a circa -650cm si è assunta una $K=1.5\text{ daN/cm}$
- da -650cm si è assunta una K pari a 2 daN/cm .

Tali valori sono stati indicati nella fase delle indagini geologiche. Un ulteriore verifica sarà eseguita in corso d'opera nell'ambito delle prove di carico programmate.

6.3.- CALCOLO MANUALE AZIONI SISMICHE STATICHE

CALCOLO MANUALE DELLE AZIONI SISMICHE

CALCOLO AZIONI SISMICHE PROGETTO
Riferita al nuovo DM 14-01-2008

forze sismiche unitarie
da applicare al
modello

PESO SISMICO DEL	livello 1
QUOTA (m) su p.c.	0,60

PILASTRI livello 1						
parete N.	L	h	s	gm	φ	Gm
	m	m	m	daN/mc	rid.apert.	daN
pali	1,0	2,50	0,01	7850	69,0	12187
par.	40,0	1,00	0,15	2000	1,0	12000
TOTALE						24187 daN

SOLAIO DEL livello 1						
passerelle	L	D	g	ψ2i	q	G+sQ
	m	m	daN/mq		daN/mq	daN
a	14	1,2	150	0,60	300	5544
b	36,5	1,2	150	0,60	300	14454
c	20	1,2	150	0,60	300	7920
d	6	1,2	150	0,60	300	2376
e	20	1,2	150	0,60	300	7920
f	18,5	1,2	150	0,60	300	7326
g	50	1,2	150	0,60	300	19800
h	13,5	1,35	150	0,60	300	6014
i	13,5	1,35	150	0,60	300	6014
l	11	1,35	150	0,60	300	4901
m	6	1,35	150	0,60	300	2673
n	26	1,35	150	0,60	300	11583
TOTALE						96525,0 daN

TOTALE livello 1	120712,1 daN
------------------	--------------

PESO SISMICO DEL	livello 2
QUOTA (m) dal p.c.	3,80

MURATURE DEL livello 2						
parete N.	L	h	s	gm	φ	Gm
	m	m	m	daN/mc	rid.apert.	daN
Y1	1,0	2,50	0,01	7850	69,0	12187,125
par.	40,0	1,00	0,15	2000	1,0	12000
TOTALE						24187,1 daN

SOLAIO DEL livello 2						
solaio	L	D	g	ψ2i*δ	q	G+sQ
	m	m	daN/mq		daN/mq	daN
1	7,2	13,5	170	0,00	120	16409,3
2	12,0	13,5	170	0,00	120	27540,0
detrarre	-4,0	3,7	170	0,00	120	-2516,0
4	33,0	4,5	170	0,00	120	25245,0
5	5,0	9,5	170	0,00	120	8075,0
6	6,3	18,5	170	0,00	120	19656,3
7	8,0	13,5	170	0,00	120	18360,0
8	6,0	14,5	170	0,00	120	14790,0
9	4,0	6,5	170	0,00	120	4420,0
10	3,8	10,5	170	0,00	120	6783,0
11	12,5	10	170	0,00	120	21250,0
12	4,0	12,7	170	0,00	120	8636,0
13	8,1	24,5	170	0,00	120	33528,3
14	10,3	25,5	170	0,00	120	44650,5
TOTALE						246827,3 daN

TOTALE livello 2	271014,4 daN
------------------	--------------

Wtot= 391726,5 daN

FORZA SISMICA UNITARIA	daN/m	
	1224,1	1224,1
	30,1	1205,3
FORZA SISMICA UNITARIA	daN/mq	
	33,1	556,8
	33,1	1451,7
	33,1	795,5
	33,1	238,6
	33,1	795,5
	33,1	735,8
	33,1	1988,7
	33,1	604,1
	33,1	604,1
	33,1	492,2
	33,1	268,5
	33,1	1163,4
FORZA SISMICA UNITARIA	daN/m	
	7752,4	7752,4
	190,8	7633,3
FORZA SISMICA UNITARIA	daN/mq	
	108,1	10438,1
	108,1	17518,5
	108,1	-1600,5
	108,1	16058,6
	108,1	5136,6
	108,1	12503,6
	108,1	11679,0
	108,1	9408,1
	108,1	2811,6
	108,1	4314,7
	108,1	13517,4
	108,1	5493,5
	108,1	21327,7
	108,1	28402,7
Forza sismica TOT.		184520

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn= 50 anni
 Cu= 1,5
 Vr=Vn*Cu 75 anni
 Pvr= 10%
 Fv=1,35*F0*(ag/g)^2 0,052
 Tr=Vr/lg(1-Pvr) 712 anni
 ag= 0,122 g
 Ss= 1,50
 St= 1,00
 S=Ss*St 1,5
 ζ= 5
 μ= 1,000 regolare
 Cc= 1,457
 T*c= 0,27
 Tc=CcxT*c 0,371
 F0= 2,574
 qa= 2*au/a1

au/a1= 1
 Se(T)= 0,471
 q0= 1,000
 1/q= 1,000
 Sd(T) CALCOLO= 0,471

In via cautelativa si è considerato lo spettro di risposta sul tratto orizzontale.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

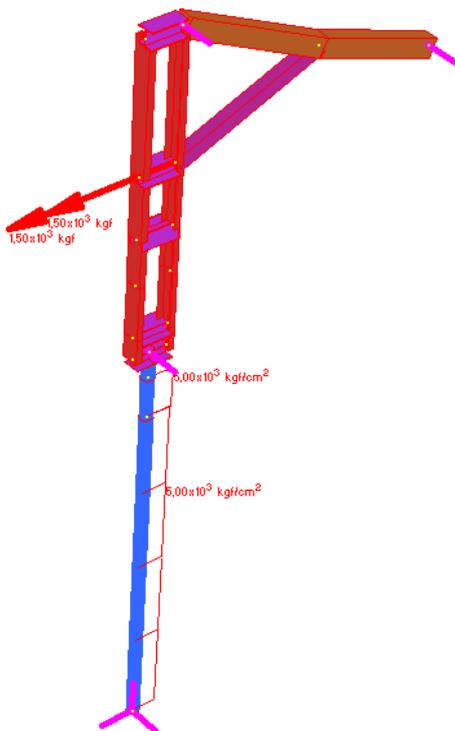
Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a _n	0,122 g
F _v	2,574
T _c	0,371 s
S _s	1,500
C _c	1,457
S _t	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,500
η	1,000
T _a	0,180 s
T _c	0,540 s
T ₀	2,088 s

Punti dello spettro di risposta

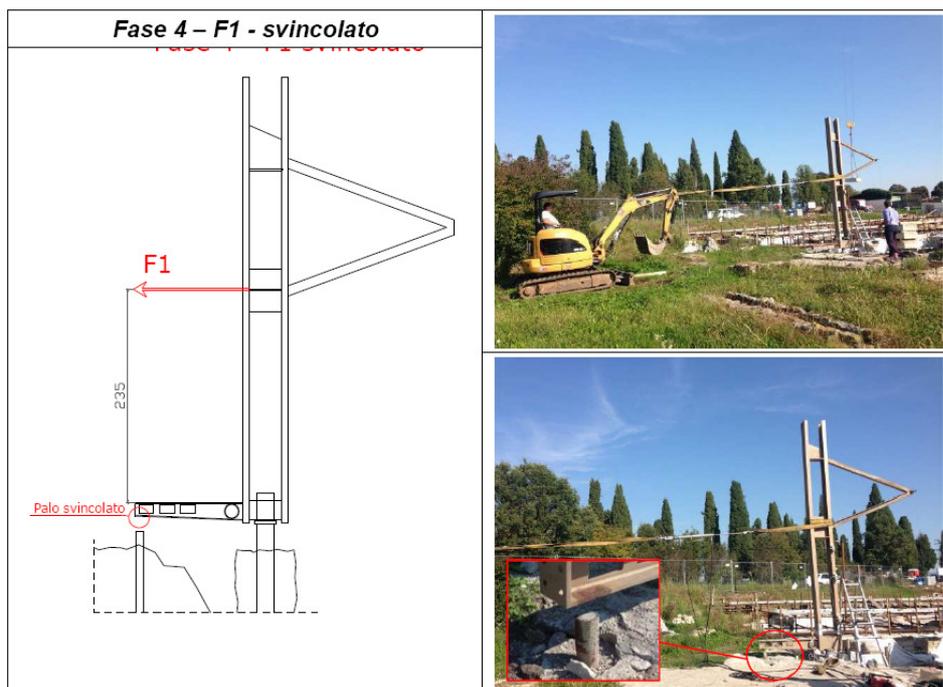
	T [s]	Se [g]
	0,000	0,183
T _a ←	0,180	0,471
T _c ←	0,540	0,471
	0,614	0,414
	0,688	0,370
	0,761	0,334
	0,835	0,305
	0,909	0,280
	0,982	0,259
	1,056	0,241
	1,130	0,225
	1,203	0,211
	1,277	0,199
	1,351	0,188
	1,424	0,178
	1,498	0,170

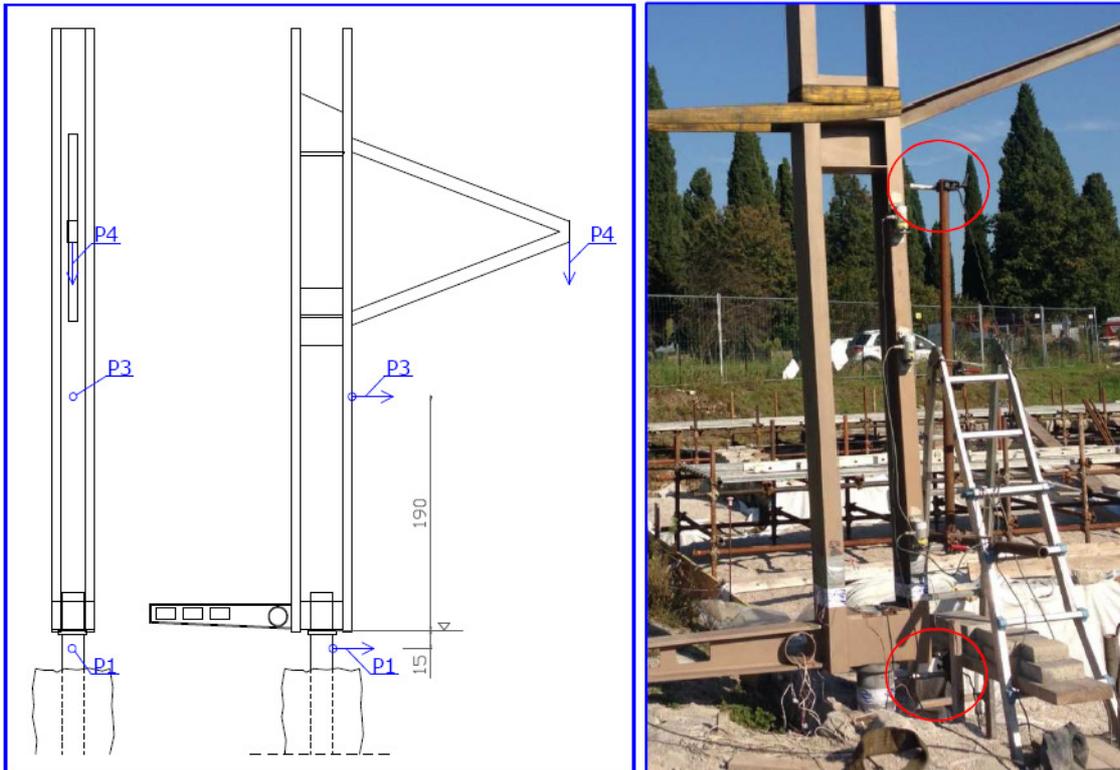
Sulla base delle prove effettuate sul pilastro come da prova tecnica della ditta 4 EMME effettuata in data 02/10/2017 e allegata alla presente relazione si è realizzato sul modello di prova per calibrare i valori di K di Winkler sul pilastro al fine di ottenere gli stessi valori di prova.



Vista del palo che simula la prova

Fase 4 -- F1 - svincolato



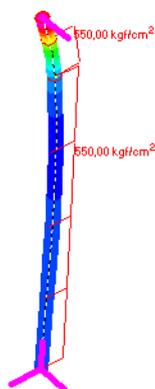
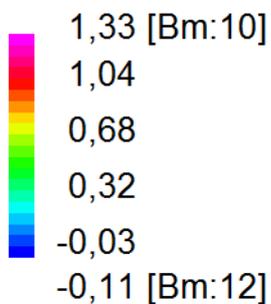


Configurazione sensori dal secondo ciclo della fase 2 + fasi 3 e 4

Risultati Fase 4 – pilastro svincolato

Carico [kN]	Sensori potenziometrici [mm]				Sensori inclinometrici [°]			Sensori estensimetrici [µε]					
	P.1	P.2	P.3	P.4	I.1	I.2	I.3	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
19,0	5,02	-	53,20	28,68	1,634	1,763	1,667	470	-279	-518	296	-856	-91
17,0	4,67	-	49,64	26,61	1,525	1,645	1,555	431	-256	-475	271	-770	-85
2,1	1,89	-	11,48	6,09	0,353	0,380	0,360	50	-31	-55	31	-96	-12
10,0	3,66	-	32,24	17,15	0,944	0,945	0,885	257	-152	-286	157	-458	-54
20,0	5,67	-	55,60	31,44	1,629	1,629	1,526	526	-308	-590	319	-940	-114
24,0	8,19	-	71,40	41,06	2,092	2,092	1,960	632	-372	-702	383	-1136	-138
25,0	8,70	-	77,44	44,00	2,269	2,269	2,126	660	-388	-738	398	-1178	-145
28,7	13,21	-	92,37	55,50	2,706	2,707	2,536	768	-462	-850	464	-1362	-167
15,0	11,52	-	44,55	38,19	1,305	1,306	1,223	418	-252	-458	249	-742	-88
0,8	6,57	-	5,63	11,04	0,165	0,165	0,155	17	-23	-11	10	-30	0
0	6,12	-	4,12	9,04	0,121	0,121	0,113	5	-16	1	2	-11	1
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
5,0	1,85	-	14,83	8,72	0,419	0,450	0,429	127	-67	-141	75	-215	-22
15,0	5,39	-	47,17	26,58	1,334	1,432	1,365	394	-217	-435	236	-681	-72
18,2	6,55	-	57,47	31,75	1,625	1,745	1,663	491	-277	-547	305	-860	-88
0	0,26	-	12,58	0,31	0,356	0,382	0,364	1	-5	-1	3	2	2

Beam Disp:DX (cm)



Il valore di resistenza del terreno applicato al palo risulta quindi di 550 daN/cm² sul palo da 16,8 cm di diametro quindi la K= a circa 32,74daN/cm.

FSc= Azione sismica della sola copertura = 157010 daN

I montanti/colonne sono 71 dividendoli per l'azione sismica di copertura

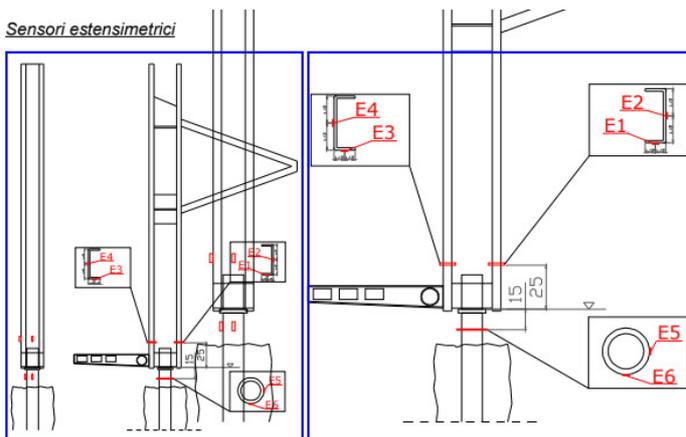
F1=157010/71 = 2211,408 daN azione massima sollecitante sul singolo pilastro

Estratto da prova allegata n°4023/TV del 02/10/2017

Risultati Fase 5 – pilastro svincolato

Carico [kN]	Sensori potenziometrici [mm]				Sensori inclinometrici [°]			Sensori estensimetrici [µε]					
	P.1	P.2	P.3	P.4	I.1	I.2	I.3	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
10,0	1,95	-	15,36	1,48	0,452	0,476	0,476	121	236	76	194	-45	453
15,0	2,62	-	22,88	2,31	0,673	0,709	0,709	183	385	136	316	-71	684
20,0	3,78	-	32,95	3,19	0,969	1,021	1,021	247	471	159	401	-94	917
25,0	4,98	-	43,56	4,13	1,281	1,350	1,350	307	587	200	509	-119	1159
30,0	6,23	-	54,27	5,26	1,596	1,682	1,682	367	698	240	613	-145	1397
33,0	7,44	-	62,39	6,0	1,835	1,934	1,934	408	774	269	676	-157	1534
33,0	8,79	-	64,29	5,89	1,891	1,993	1,993	408	778	272	686	-159	1553
15,0	7,25	-	43,97	2,60	1,293	1,363	1,363	210	402	133	334	-91	796
0,1	3,09	-	17,87	1,24	0,526	0,554	0,554	14	31	13	20	-11	67
15,0	7,66	-	38,94	2,44	1,123	1,148	1,155	190	364	118	297	-78	725
25,0	11,46	-	64,15	5,23	1,850	1,892	1,903	319	601	200	508	-120	1191
0	3,20	-	14,96	1,77	0,431	0,441	0,444	-3	0	1	-8	-2	8
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
20,0	7,60	-	44,09	5,51	1,291	1,281	1,272	253	475	160	405	-98	953
20,0	9,60	-	58,67	7,17	1,718	1,704	1,692	329	615	204	522	-120	1213
38,0	21,80	-	106,89	10,13	3,130	3,105	3,083	481	896	303	770	-168	1781
0	3,60	-	29,97	10,21	0,878	0,871	0,864	-8	-1	0	-8	-2	8

Sensori estensimetrici



Posizione sensori estensimetrici

Fase 5 – F3 - svincolato

Fase 5 - F3 svincolato

Il sensore estensi metrico E6 con un carico di 3800 daN raggiunge un valore di ϵ di 1781 Δ/l quindi la tensione sul tubo esterno risulta di $1781 * 2,1 = 3740$ daN/cm² quindi con la plasticizzazione delle prime fibre esterne.

Quindi considerando il braccio di applicazione della forza utilizzato nella prova che risultava di circa 3.40m

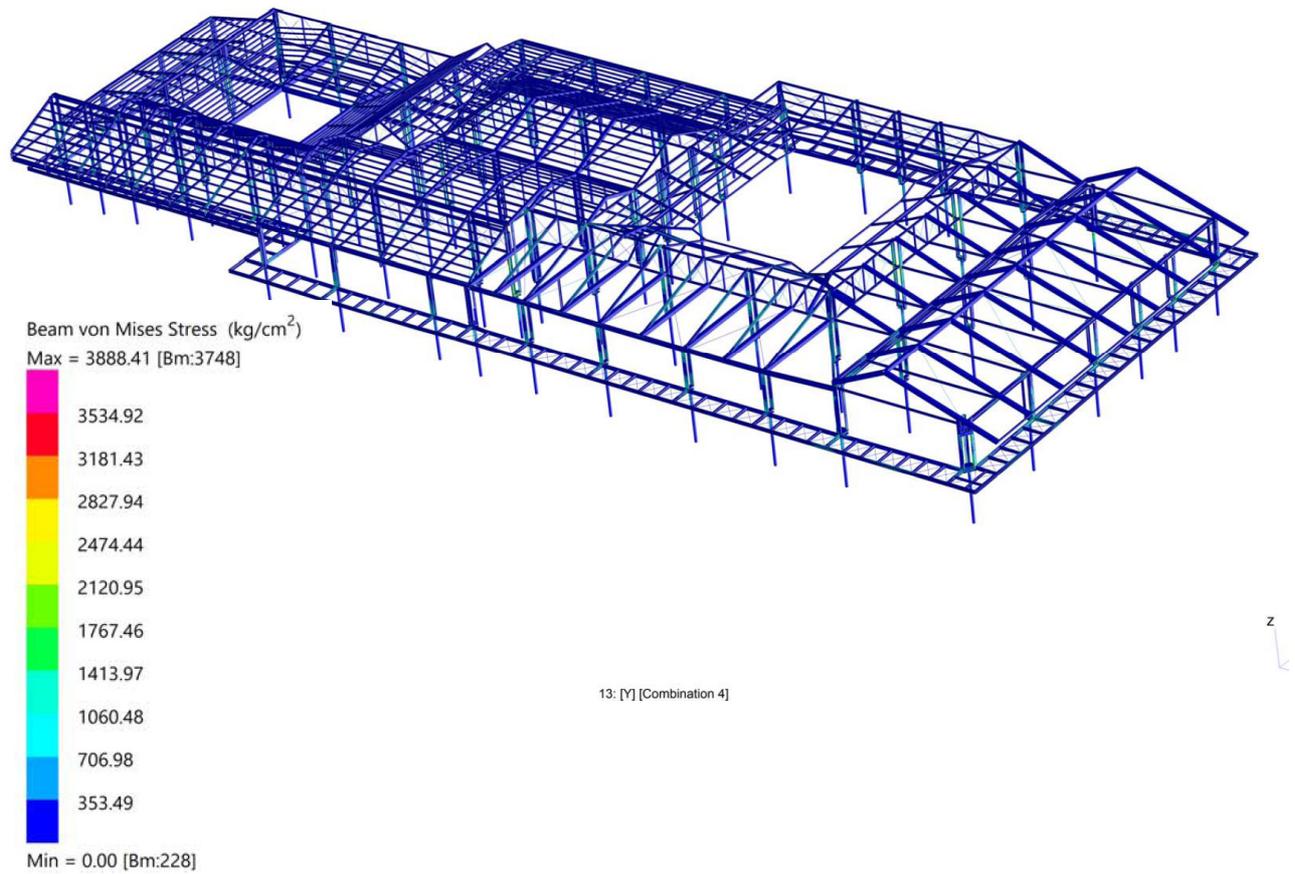
DURANTE LA PROVA

F=	3800 daN	forza applicata nella prova
b=	263 cm	braccio della prova
M=F*b	999400 daNcm	Momento da prova
W tubo=	267 cm ⁴	
sp=M/W	3743,071 daN/cm ²	tensione sul tubo

DA CALCOLO

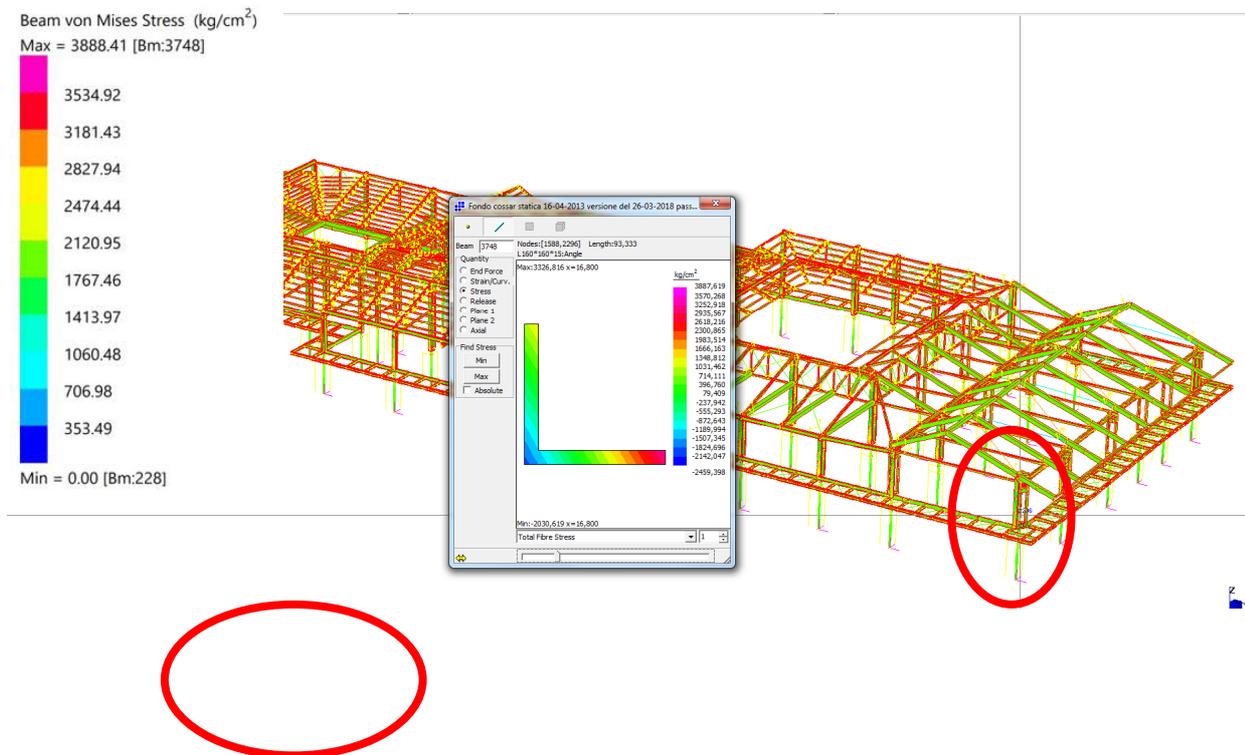
F=	2211 daN	forza applicata da calcolo
b=	340 cm	braccio del calcolo
M=F*b	751740 daNcm	Momento da calcolo
W tubo=	267 cm ⁴	
sc=M/W	2815,5 daN/cm ²	tensione sul tubo

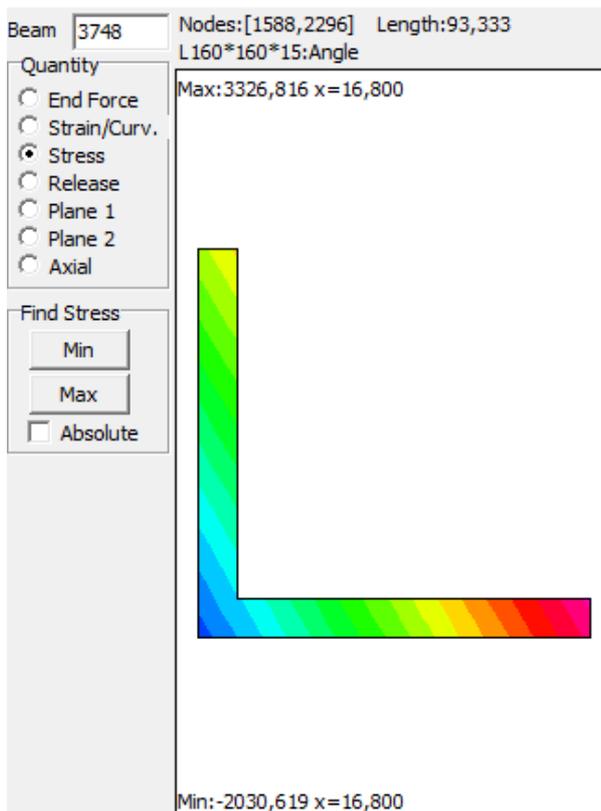
sp > sc la sollecitazione da prova è sempre maggiore di quella da calcolo



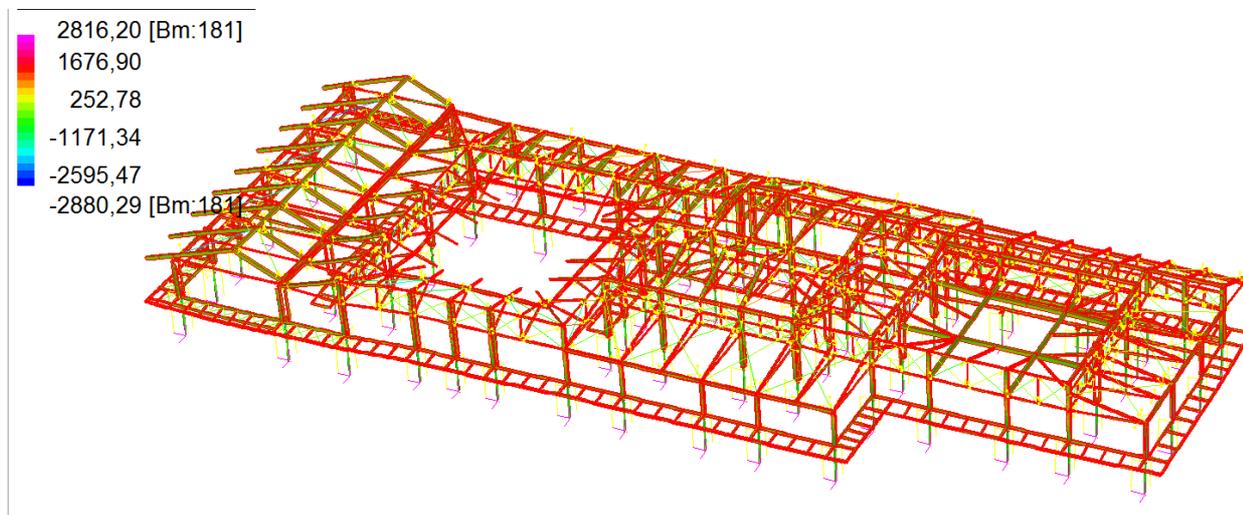
SISMA Y

Si osserva come le tensioni per alcuni picchi risultano leggermente superiori rispetto i valori degli acciai S355. Tali picchi sono in prossimità del nodo se ci sposta lungo lo sviluppo delle aste al di fuori del nodo si osserva che le tensioni si riducono al di sotto dei valori ammissibili per gli acciai S355



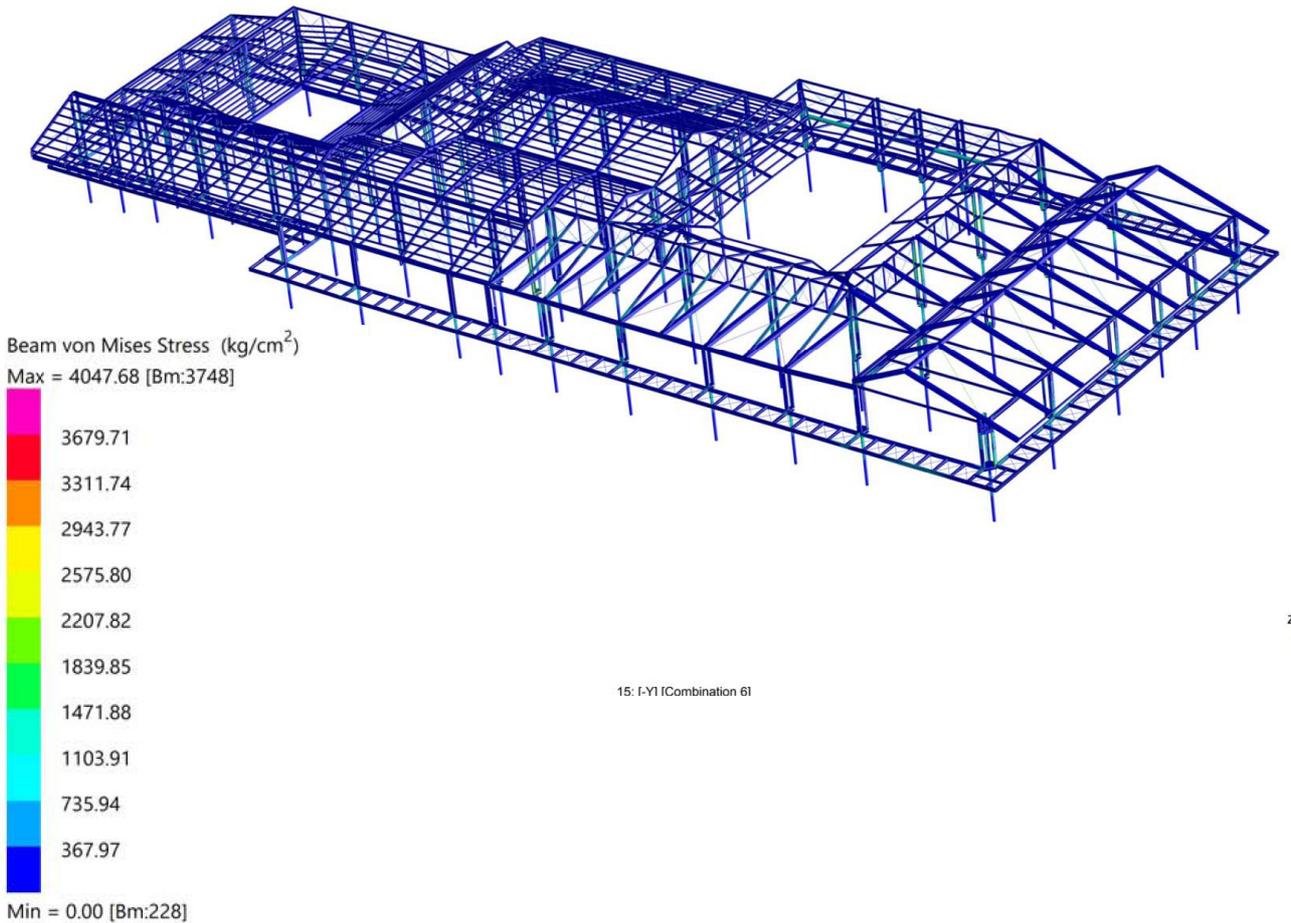


Al di fuori del nodo si passa da 3888 daN/cm² a 3326 daN/cm²



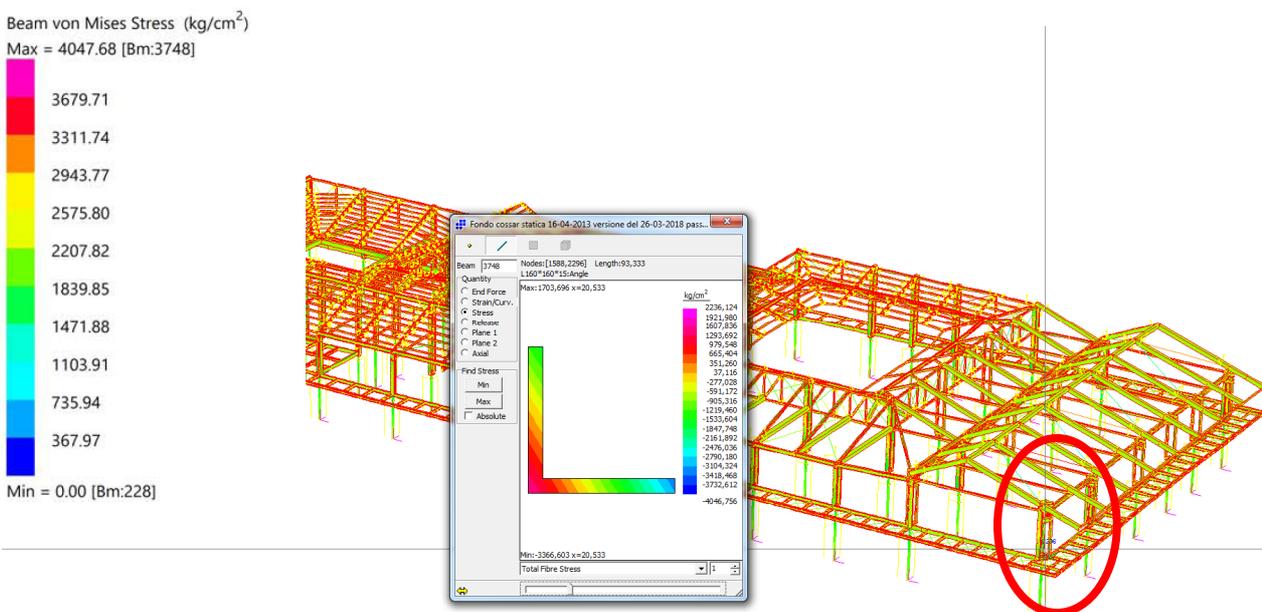
SISMA Y

Si propone la vista eliminando i picchi esplicitati prima e si osserva che le tensioni sono inferiori ai valori ammissibili

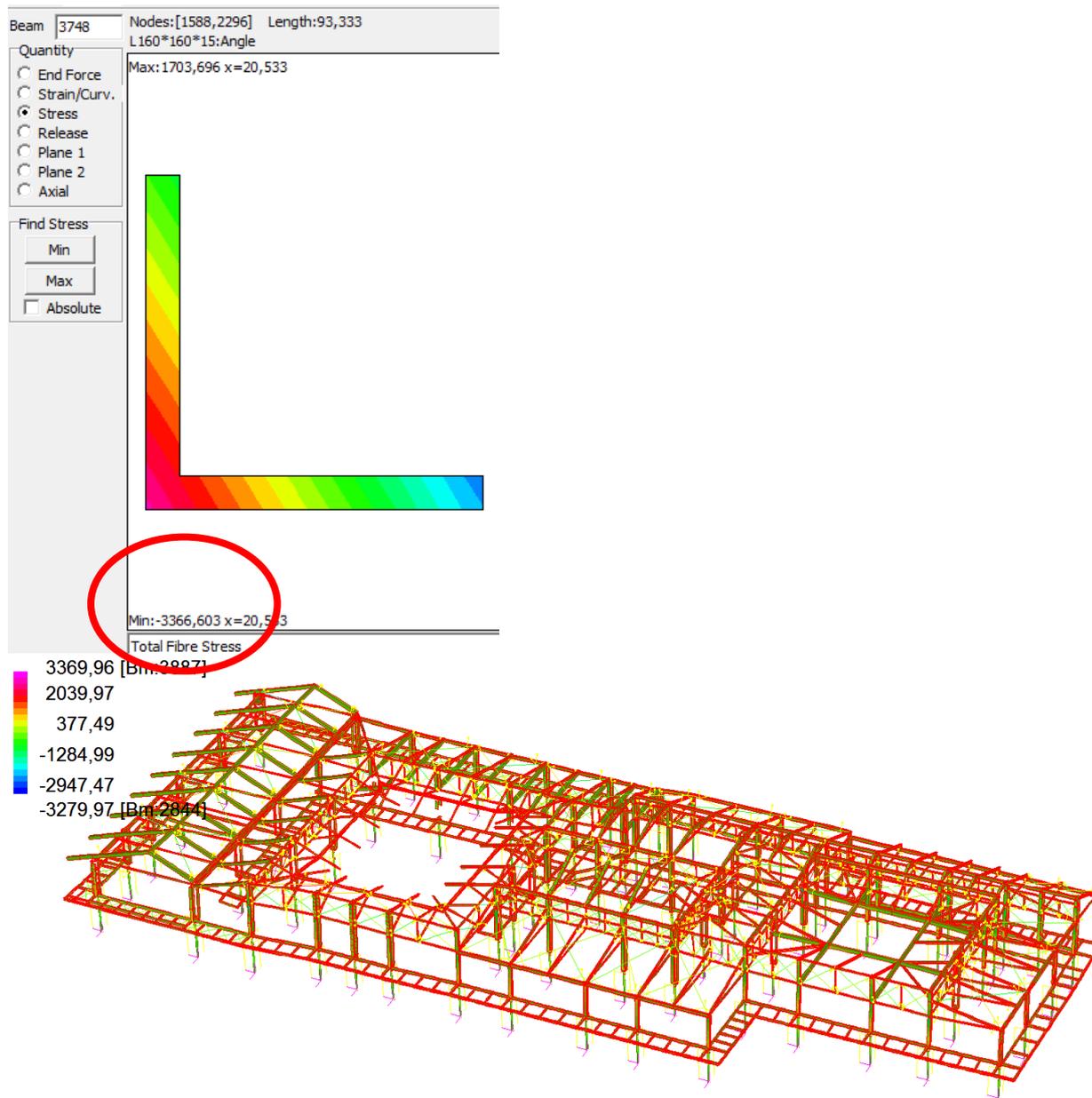


SISMA -Y

Si osserva come le tensioni per alcuni picchi risultano leggermente superiori rispetto i valori degli acciai S355. Tali picchi sono in prossimità del nodo se ci sposta lungo lo sviluppo delle aste al di fuori del nodo si osserva che le tensioni si riducono al di sotto dei valori ammissibili per gli acciai S355

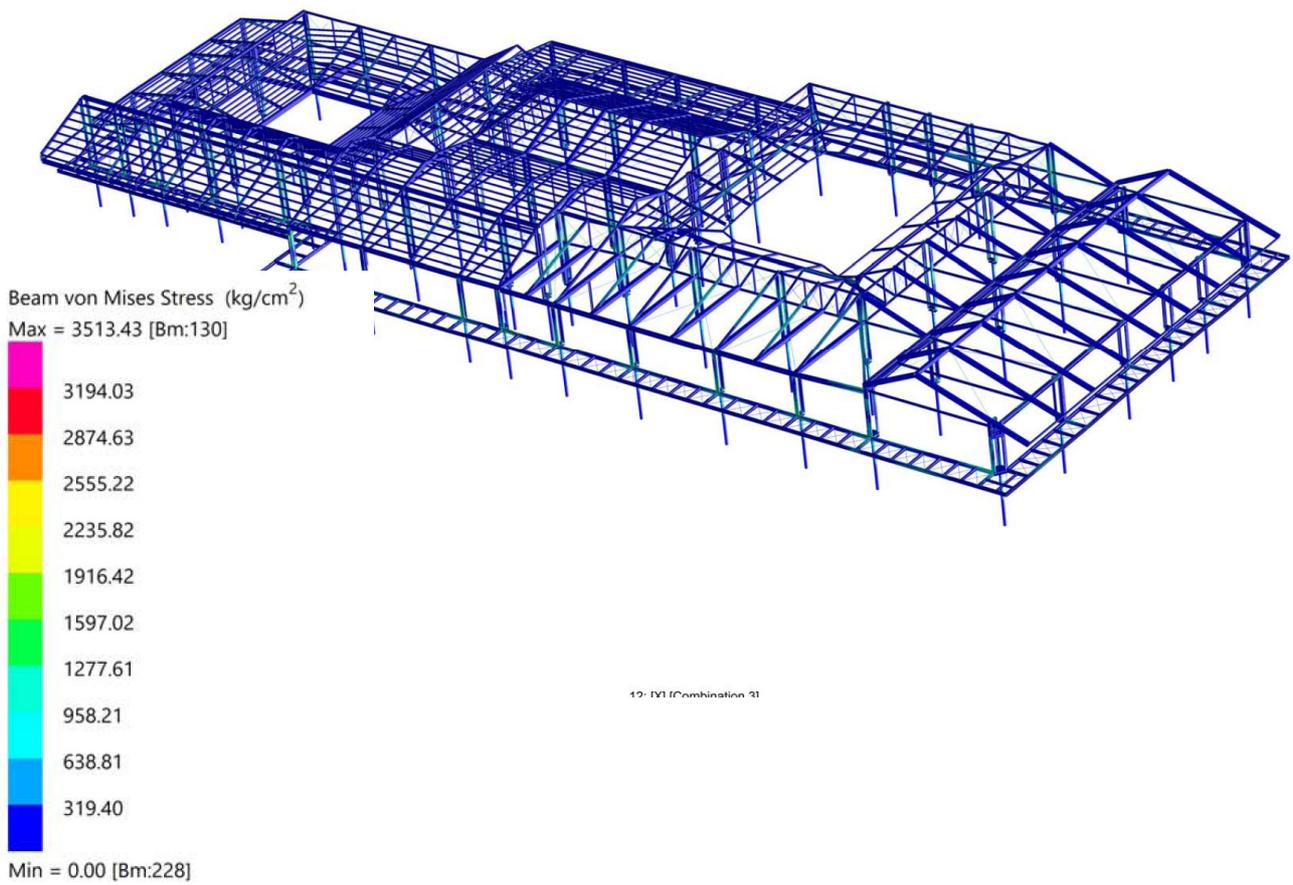


Al di fuori del nodo si passa da 4047 daN/cm² a 3366 daN/cm² inferiore al valore ammissibile degli acciai S355



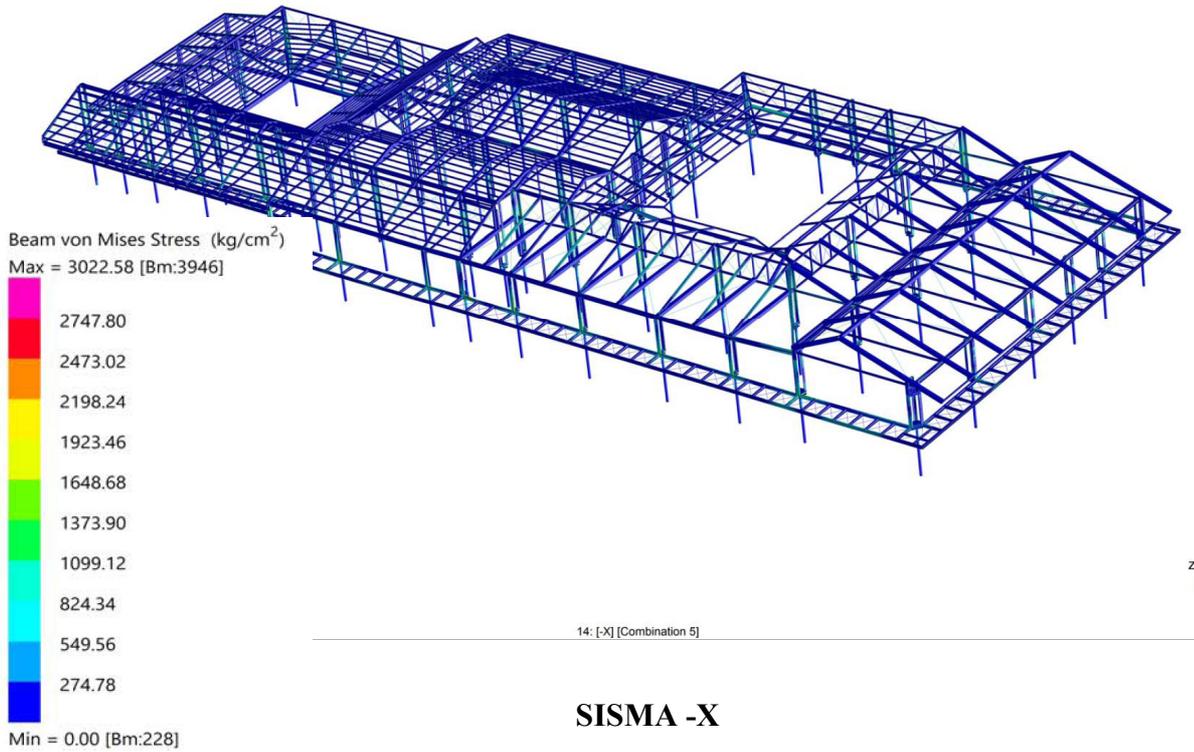
SISMA -Y

Si propone la vista eliminando i picchi esplicitati prima e si osserva che le tensioni sono inferiori ai valori ammissibili

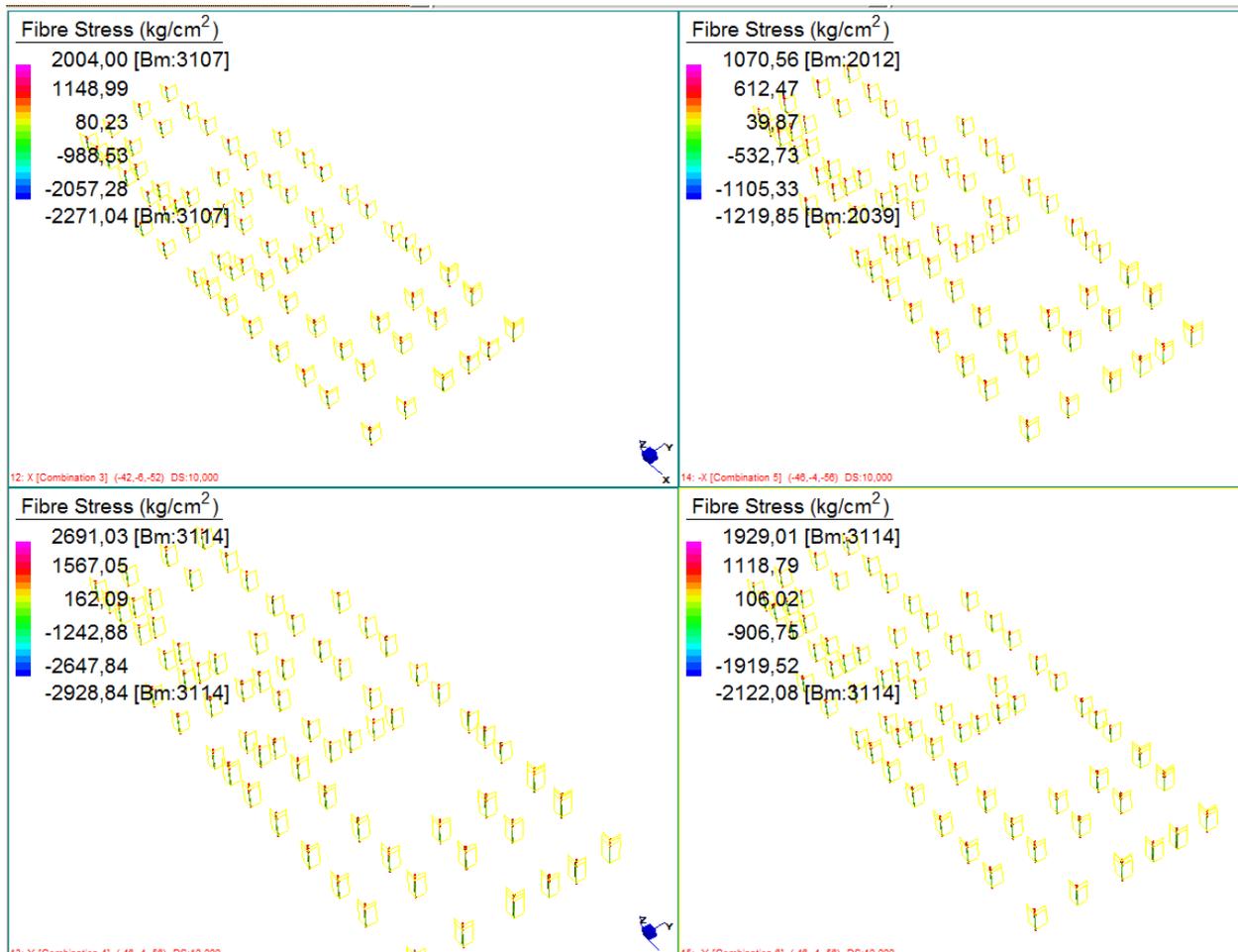


SISMA X

Si osserva come le tensioni risultano inferiori rispetto i valori degli acciai S355.

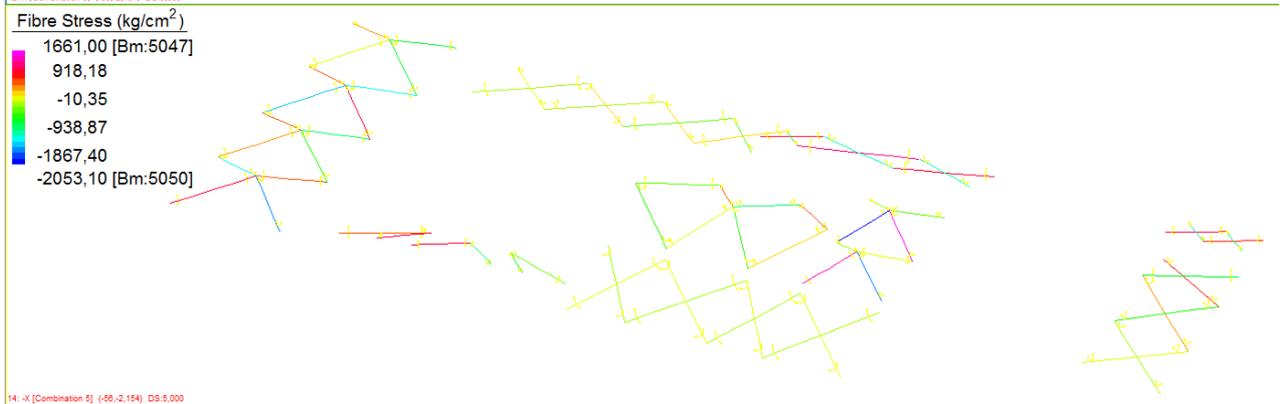
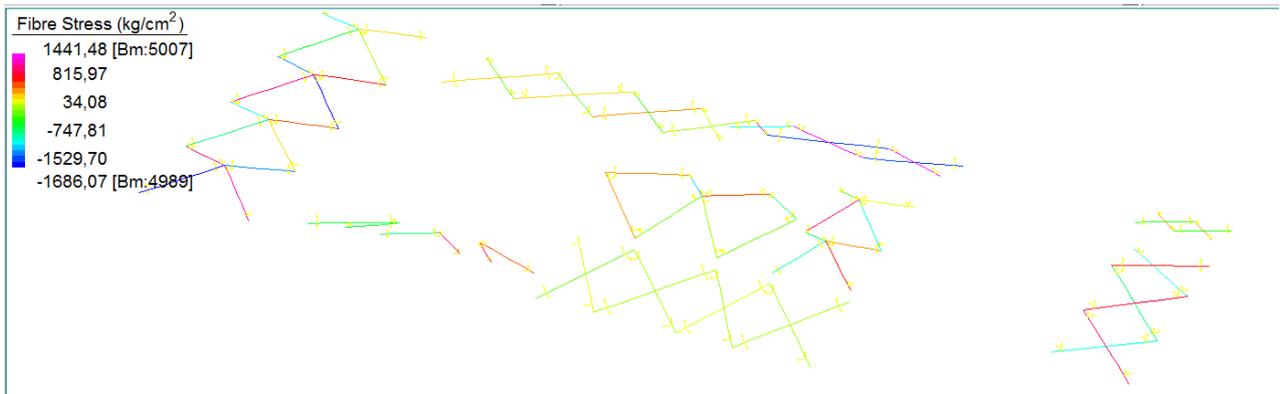


Si osserva come le tensioni risultano inferiori rispetto i valori degli acciai S355.

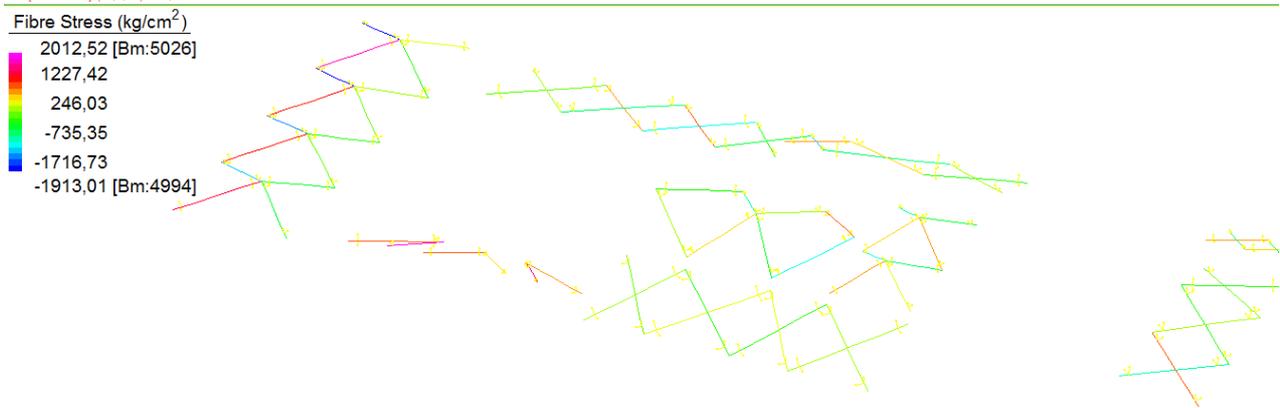
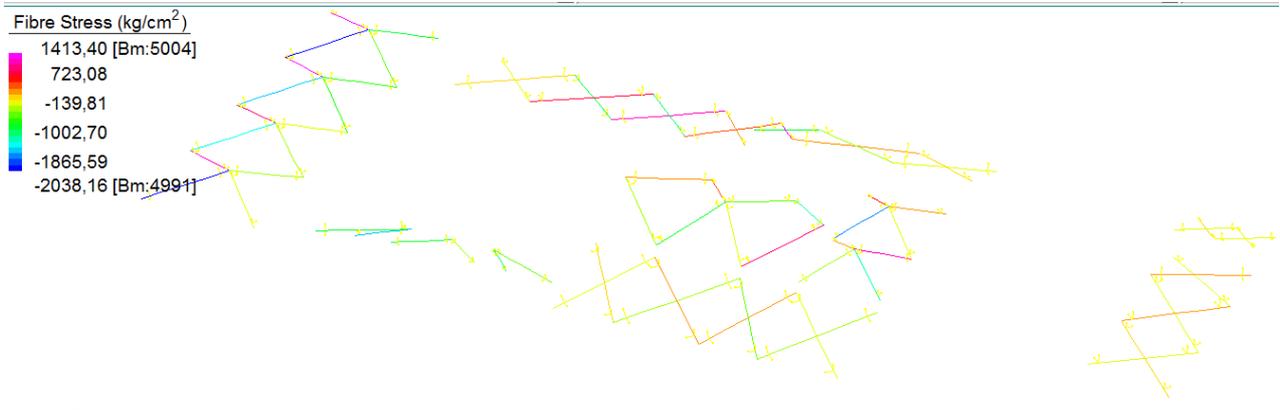


Verifiche flessione taglio del palo di fondazione S355

VERIFICA CONTROVENTI DI COPERTURA

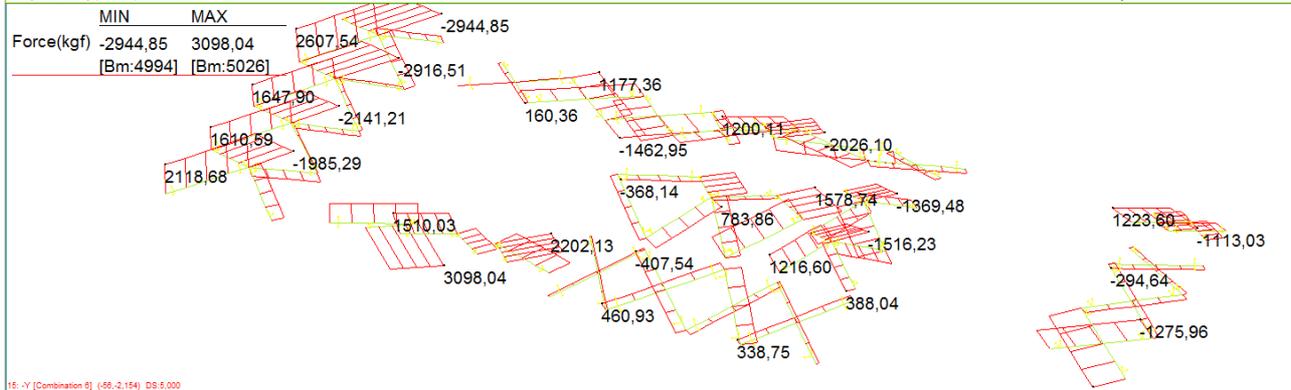
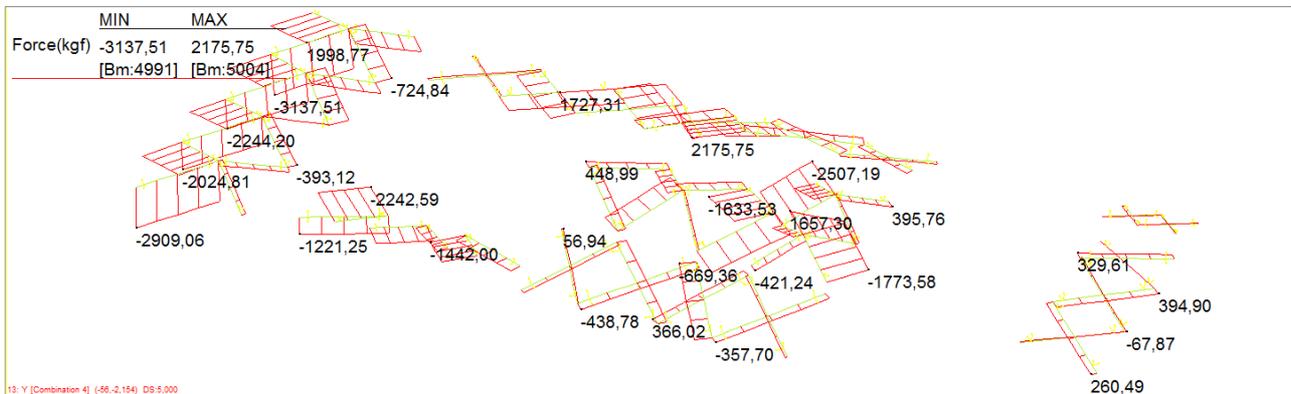


SISMA X E SISMA -X

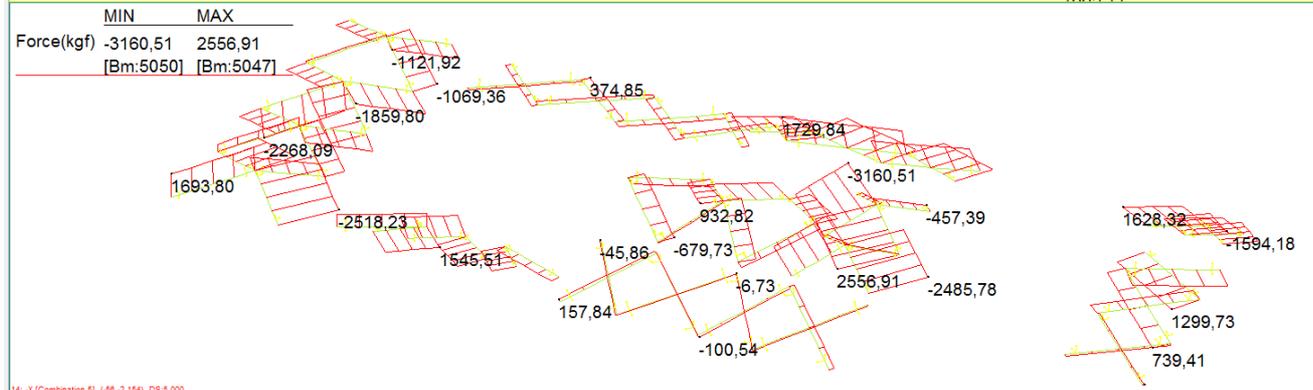
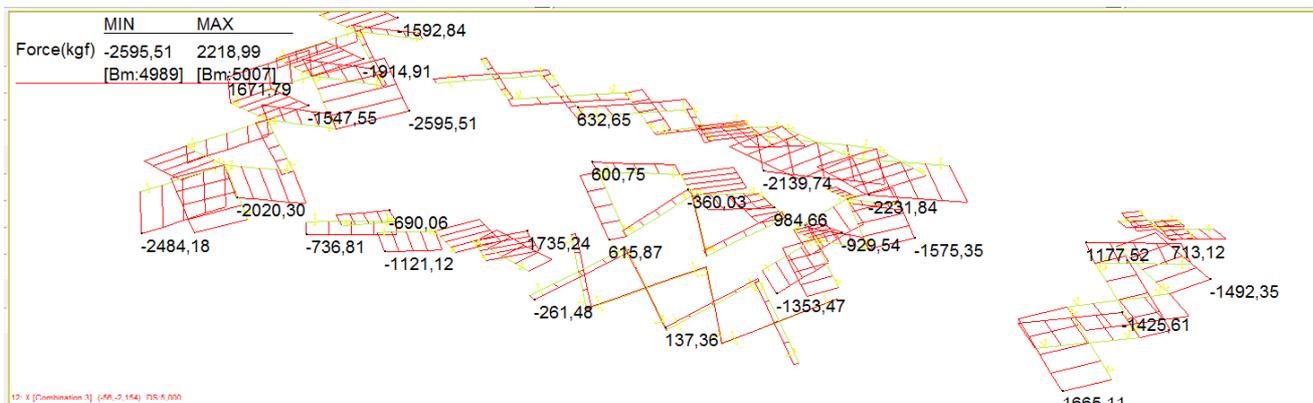


SISMA Y E SISMA -Y

Nel modello i tiranti M20 sono stati mantenuti sia a trazione che compressione riducendo la loro area modellata della metà considerando anche la sezione resistente quindi la tensione deve essere assunta pari a quella modellata 2053 daN/cm² (S355) OK < 3381 daN/cm²



SISMA Y E SISMA -Y



SISMA X E SISMA -X

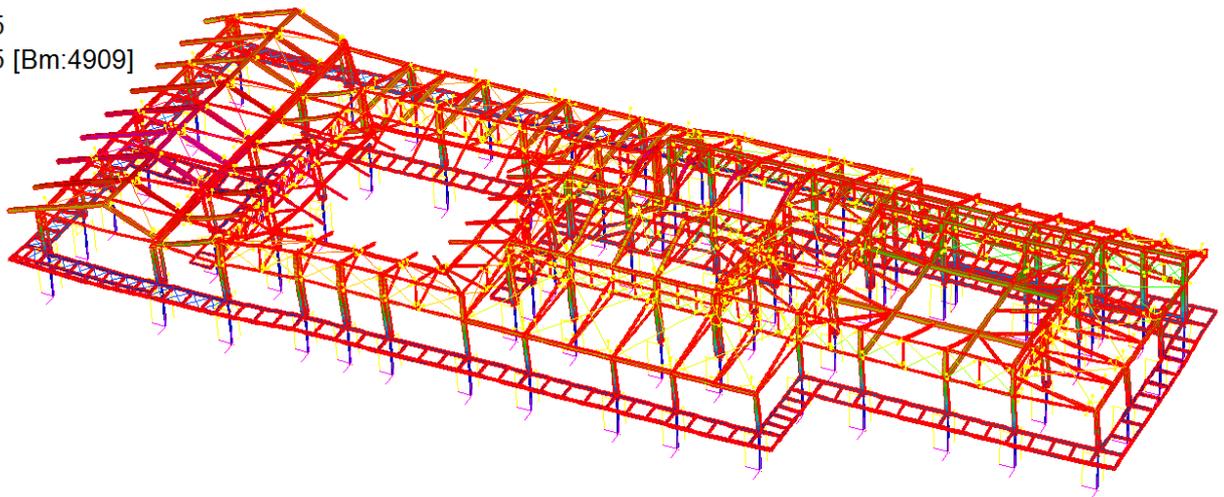
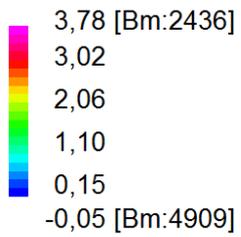
VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8		
FV=	3160 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	1	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	3160,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
γ M2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ γ M2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,34 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm		
Fx=	3160,00 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	3160,00 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	2,00 cm	spessore
A=t*d	4,00 cm ²	
e1=	4,00 cm	
d0=	2,40 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	3550 daN/cm ²	S355
e2=	4,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,56	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
γ M2=	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ γ M2=	15778 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,20 <1	OK verificato

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI IN CASO DI SISMA

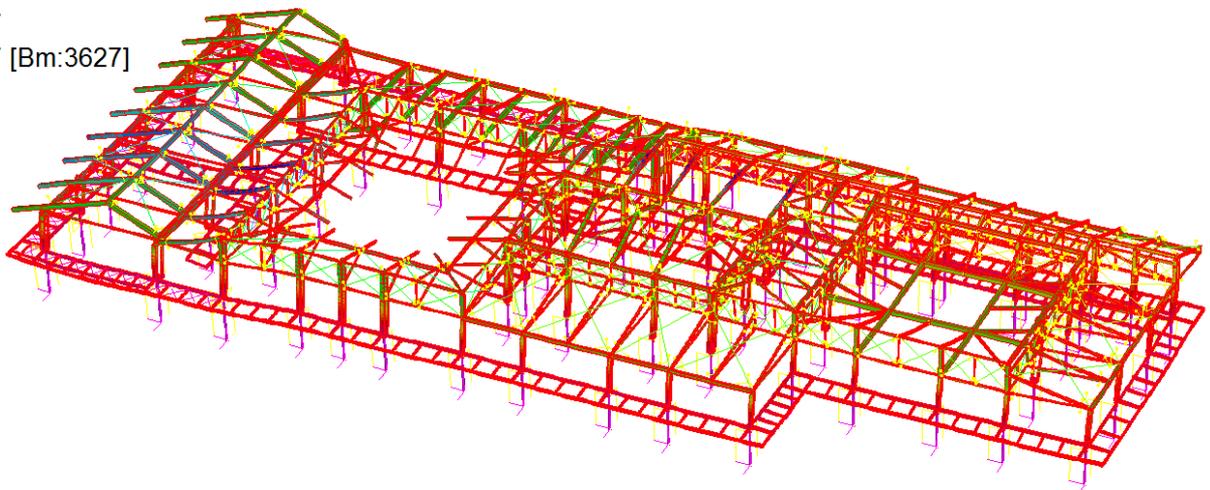
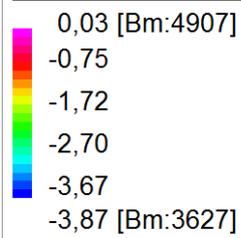
Gli spostamenti orizzontali rappresentati sono il SLV

Beam Disp:DX (cm)



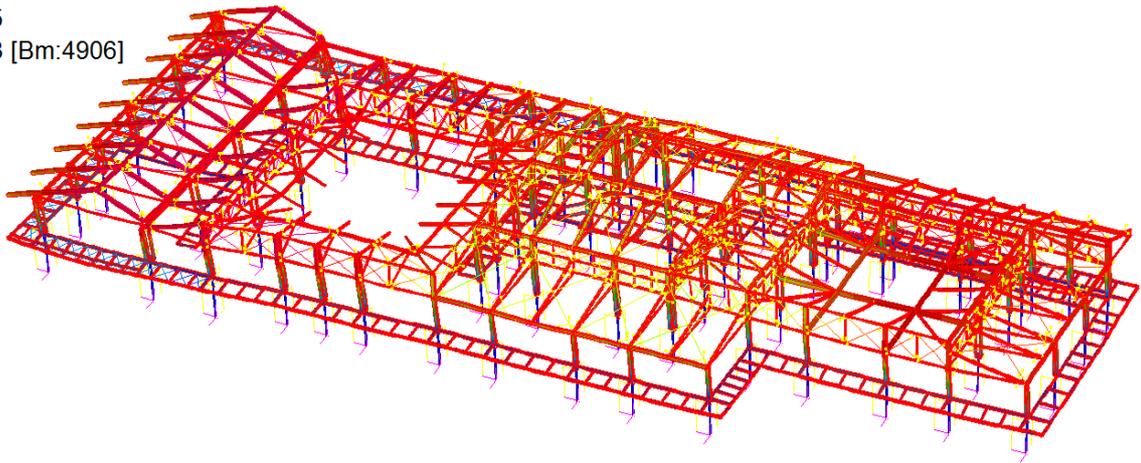
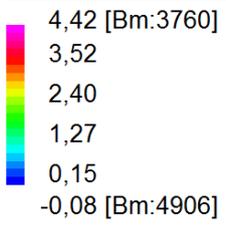
SISMA X

Beam Disp:DX (cm)



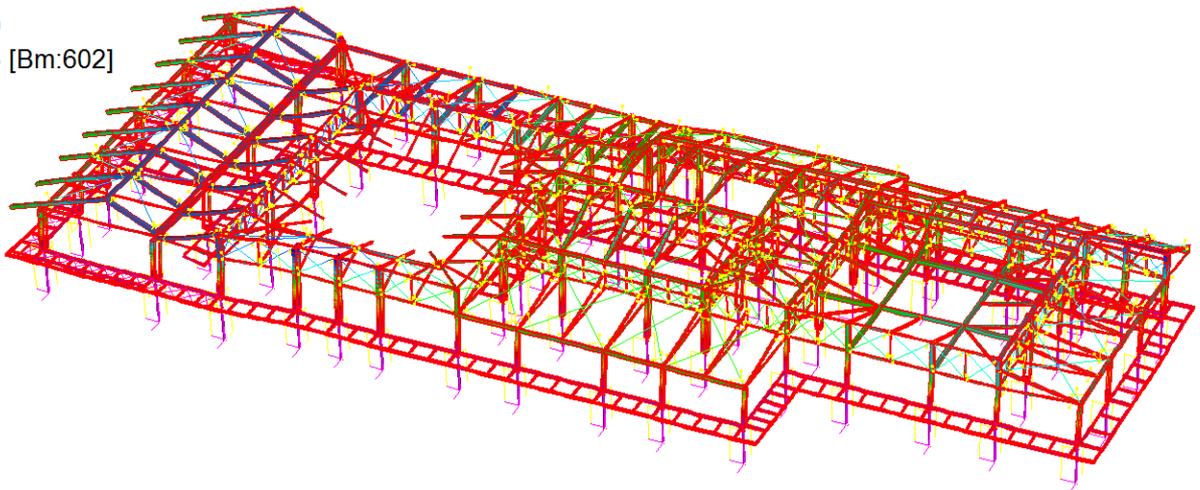
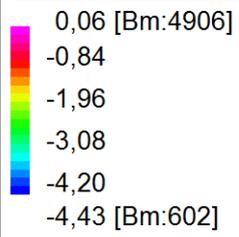
SISMA -X

Beam Disp: DY (cm)



SISMA Y

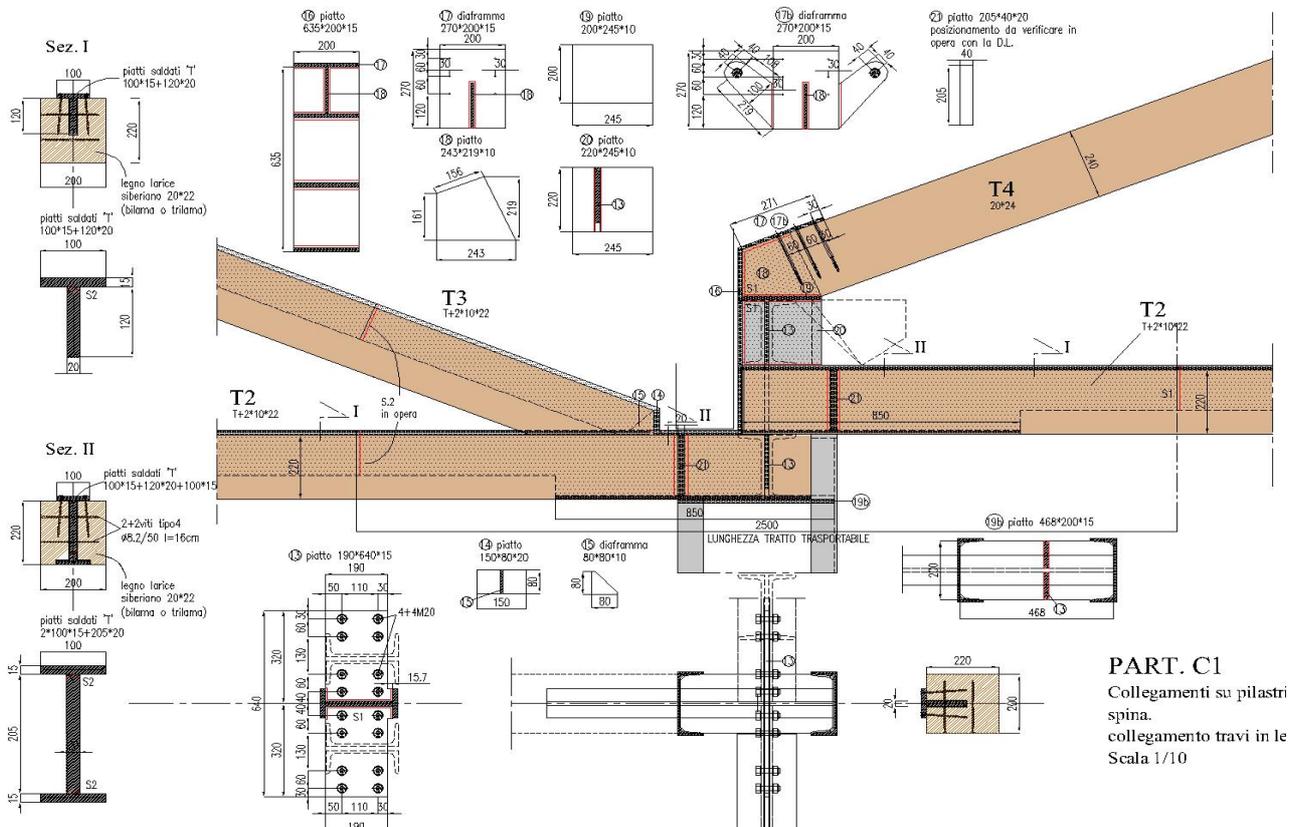
Beam Disp: DY (cm)



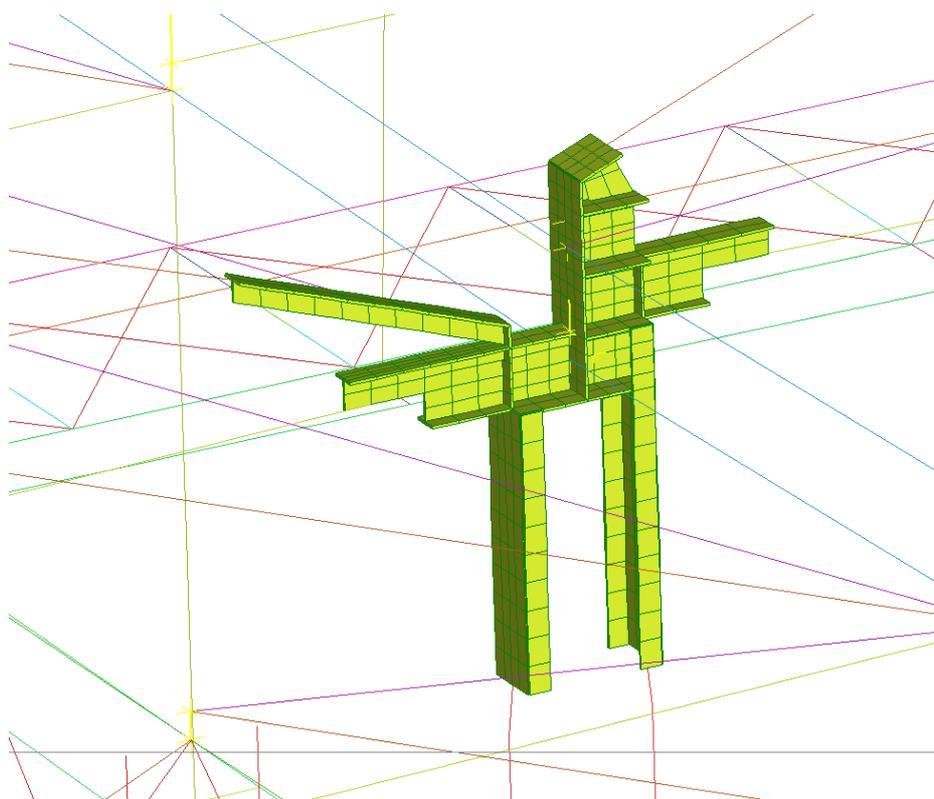
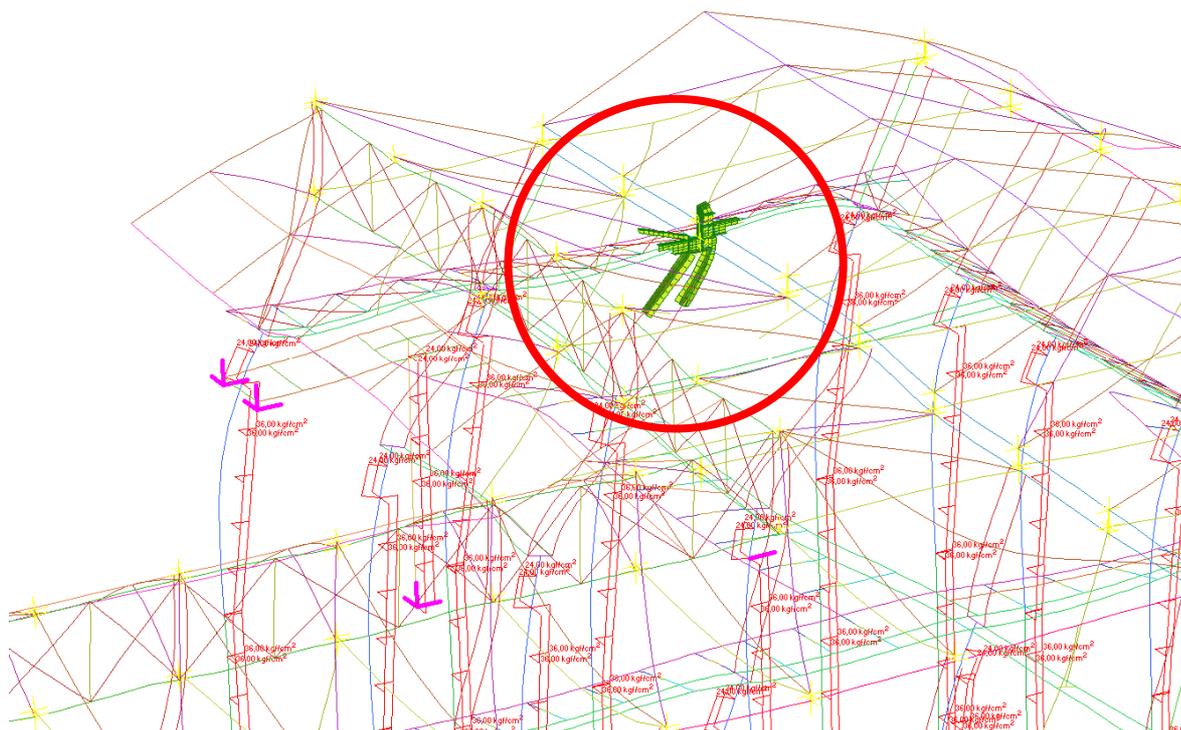
SISMA -Y

6.4.- VERIFICHE NODI CAPRIATE

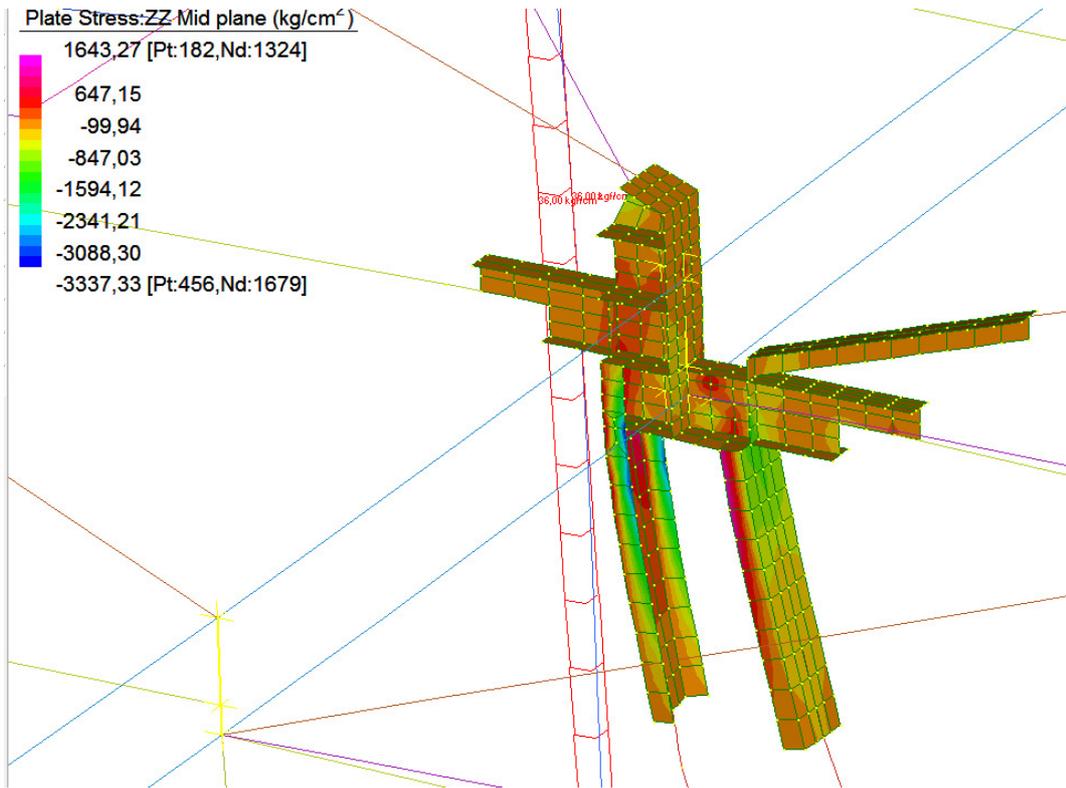
Si è modellato il nodo C1 con elementi plate e lo si è inserito nel modello globale al fine di verificare le varie parti che lo compongono.



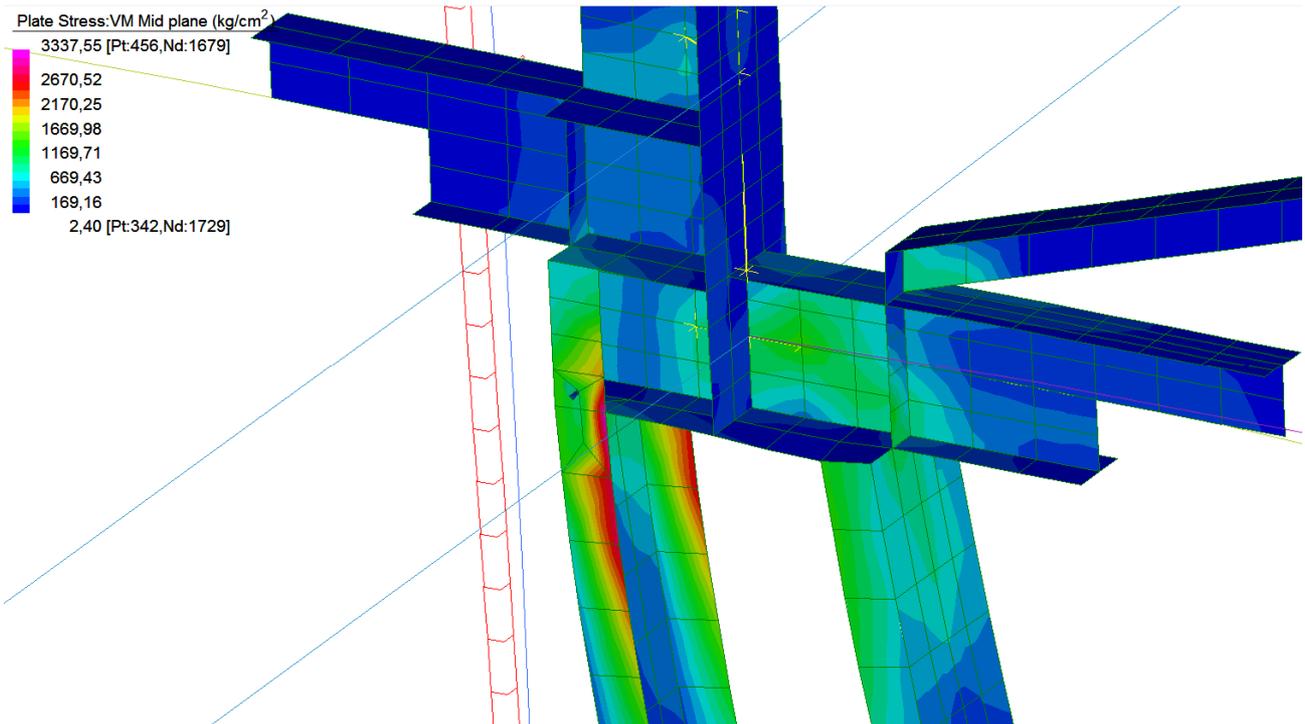
Partendo dal modello S4 senza muri di base, senza controventi e senza calastrelli.



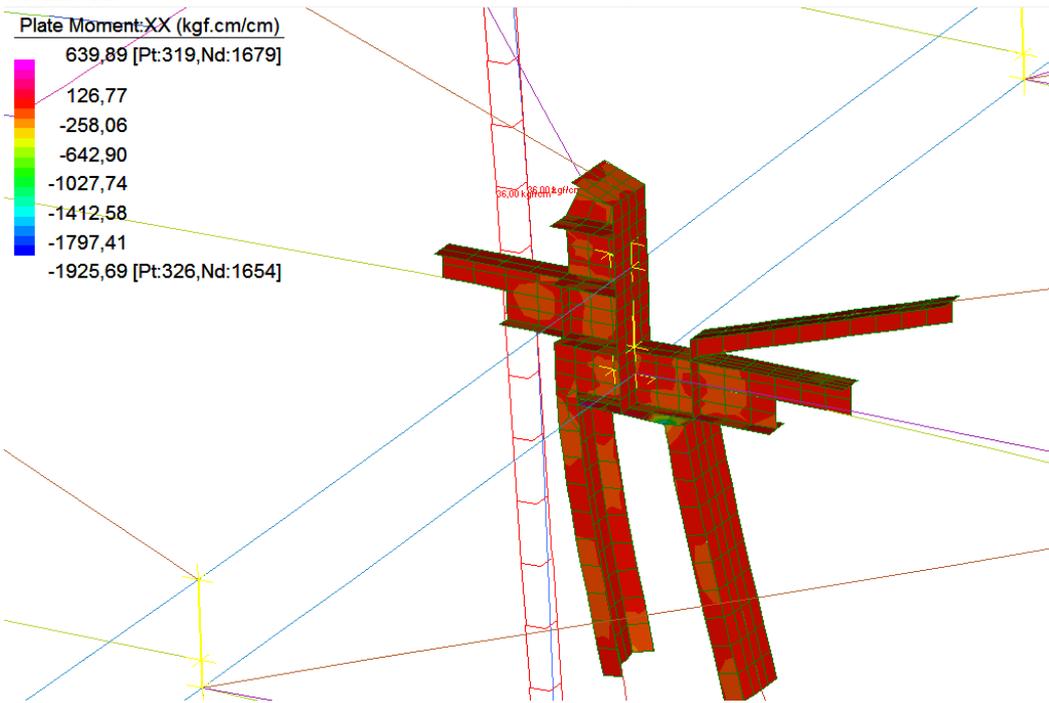
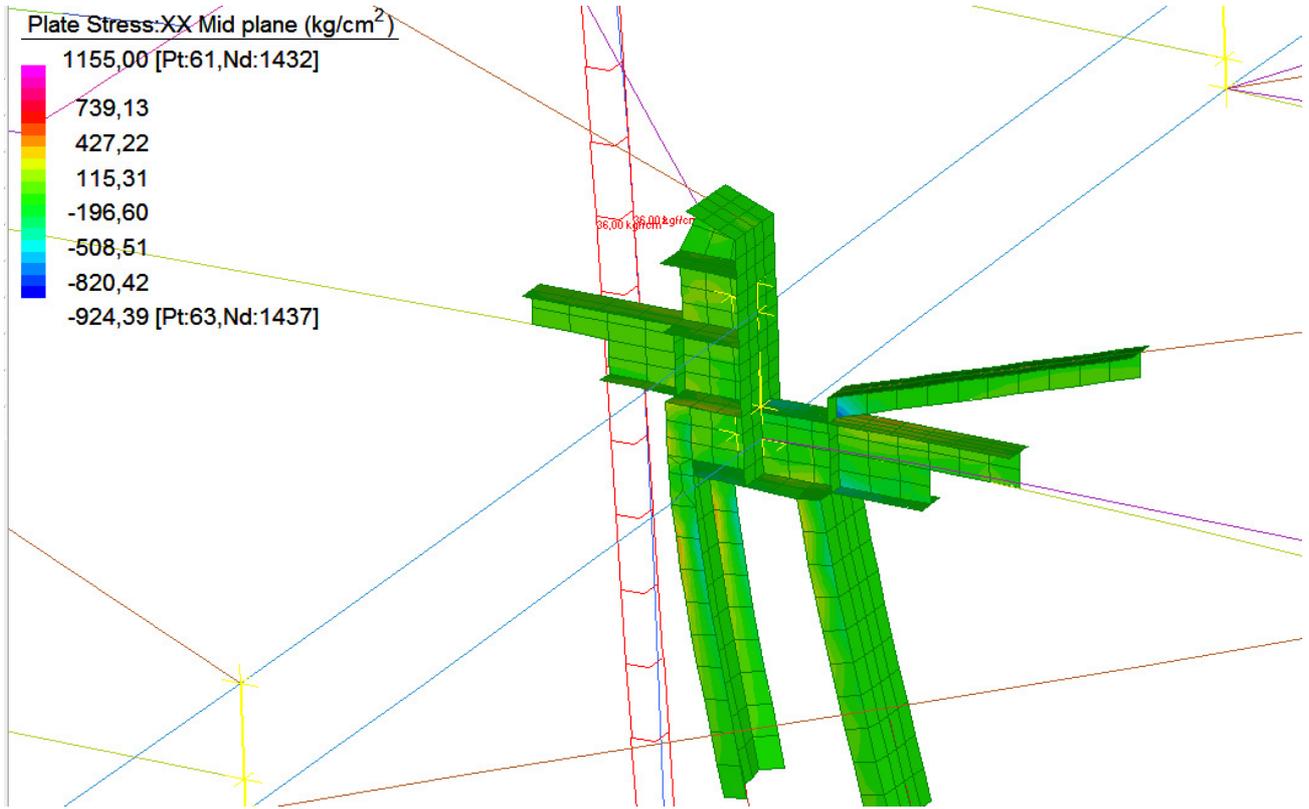
Gli elementi beam sono stati estesi all'interno e collegati ai nodi degli elementi plate per valutare correttamente carichi e azioni trasmesse.



Sisma X



Sisma X stress Von Mises

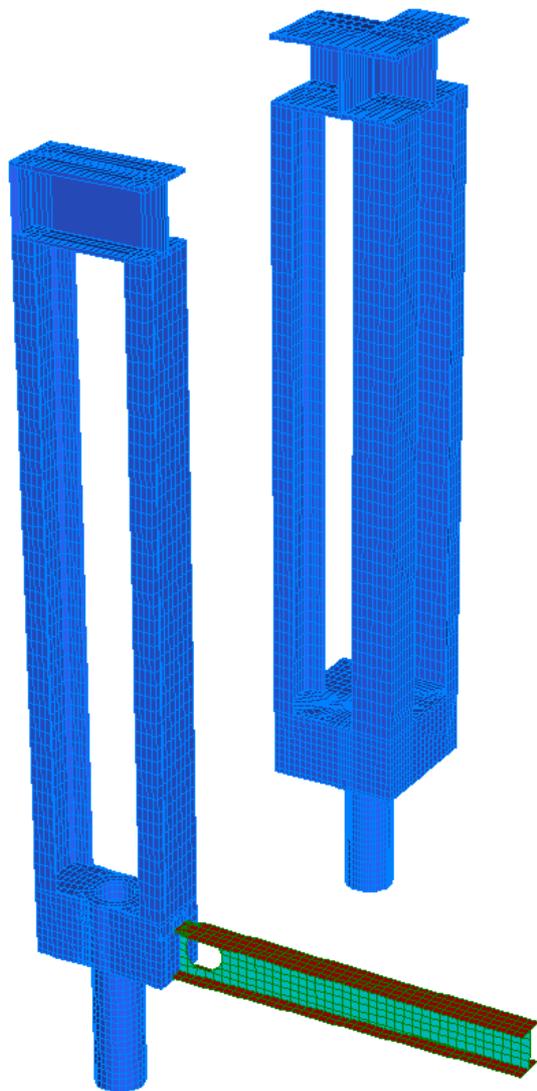


Verifica della flangia di base					
Ms=		(1954+300)/2*10			
verifica della flangia		11270 daNcm			
L	s	W(el)	Mrd=	Ms	Ms/Mrd
cm	cm	cm ³	W _{el} *f _{yk} /1,25	daNcm	OK
10	2	6,67	18933	11270	0,60

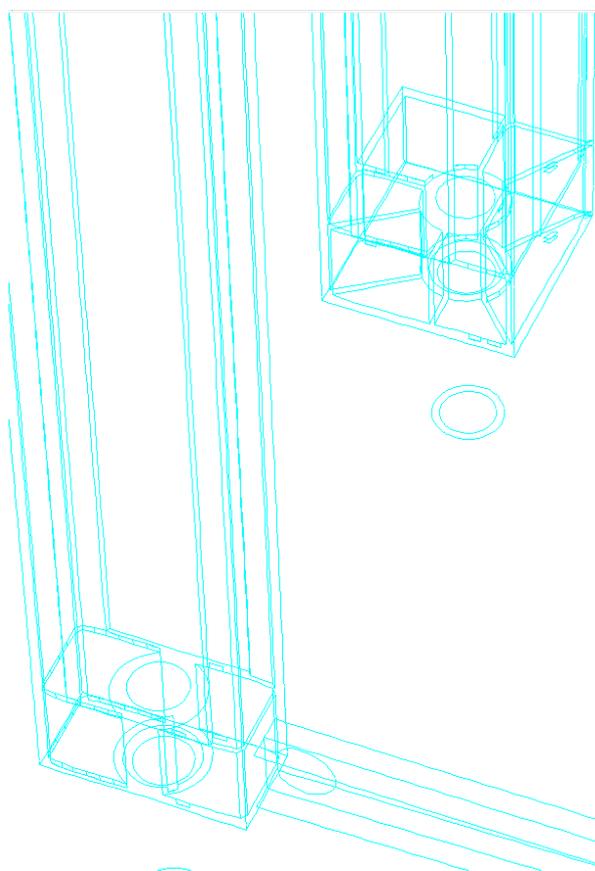
6.5.- ANALISI DI BUCKLING

VERIFICHE LOCALI PILASTRI (ELEMENTI BRICK)

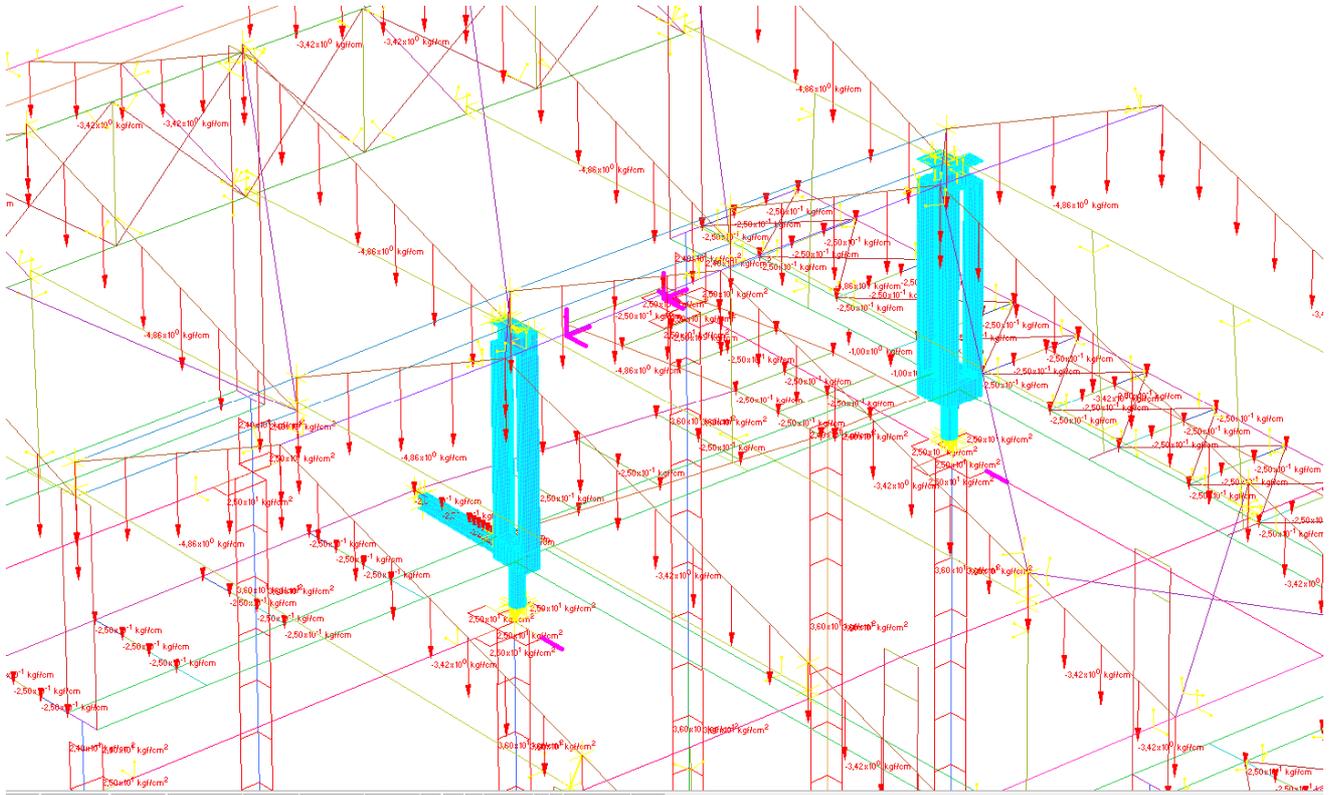
Nel seguito si riportano le verifiche dei pilastri, nella tipologia del pilastro tipo A e pilastro tipo B
Il modello è stato realizzato con elementi brick tridimensionali riportando i profili metallici e le piastre impiegate con i loro reali spessori.



Viste dei pilastri



viste piatti interni pilastri



Straus7
 LINEAR BUCKLING SOLVER
Statica SLE

SOLVER UNITS:
 Length: cm
 Mass : kg
 Force : kgf
 Stress: kg/cm²

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

-1.72332E+01 1.80824E+01 2.24945E+01 3.09616E+01 3.49756E+01 -5.14383E+01
 -5.79076E+01 6.79195E+01 -7.13441E+01 8.17220E+01 8.25620E+01 8.48428E+01
 -8.58728E+01 9.29852E+01 9.42265E+01 1.03754E+02

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

1.29464E+01 -1.40329E+01 2.16579E+01 2.87523E+01 2.95339E+01 3.14786E+01
 -4.28103E+01 4.98547E+01 5.04342E+01 -5.60341E+01 5.62507E+01 5.91946E+01
 -6.41022E+01 6.71967E+01 -8.48332E+01 1.21075E+02

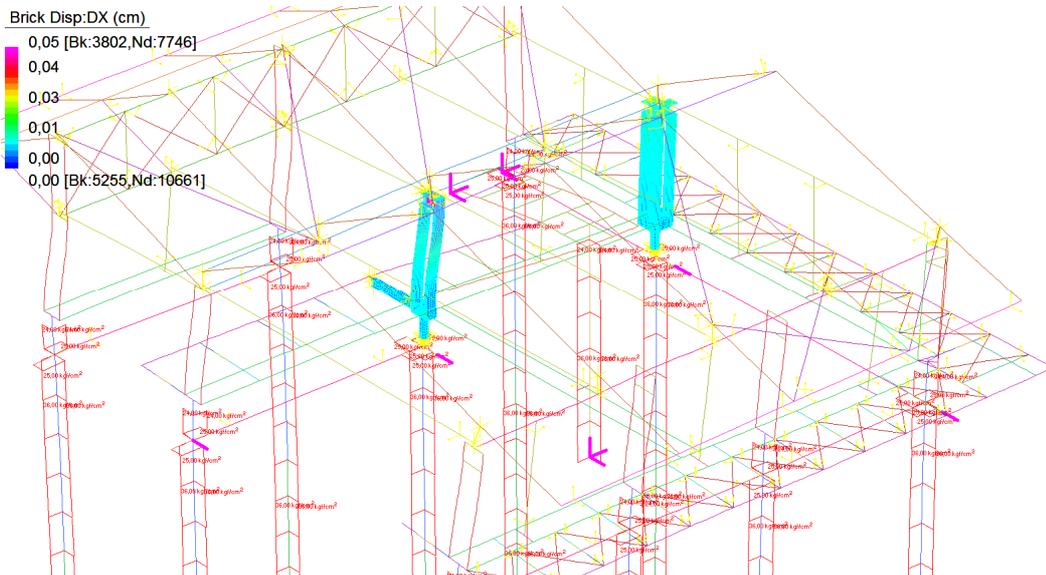
.....

FINAL BUCKLING RESULTS

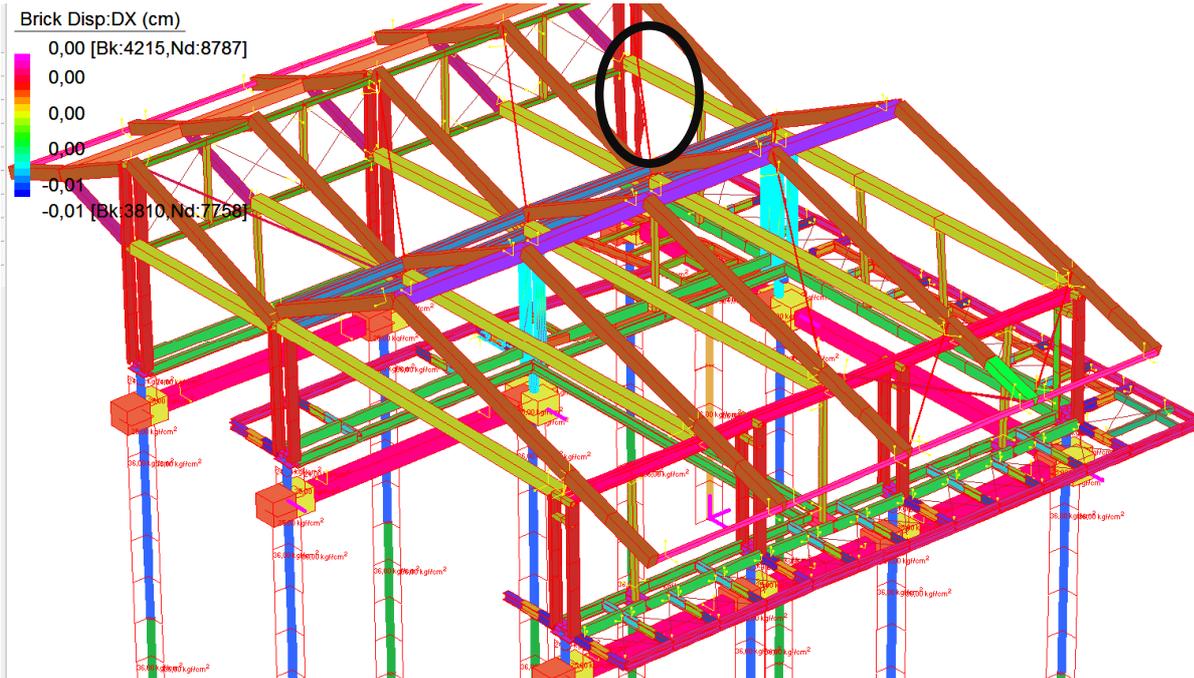
CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 1.22551831E+01
- 2 -1.27920008E+01
- 3 1.33538253E+01

- 4 -1.33952074E+01
- 5 1.59023730E+01
- 6 -1.62063457E+01 [Not Converged]
- 7 1.69797260E+01 [Not Converged]



Modo 1 1.22551831E+01



Modo 3 1.33538253E+01

I risultati ottenuti evidenziano che l'instabilità del primo modo risulta di 12.8 volte superior ai carichi previsti.

Quindi le verifiche risultano soddisfatte.

Straus7
LINEAR BUCKLING SOLVER
Sisma x

SOLVER UNITS:

Length: cm
Mass : kg
Force : kgf
Stress: kg/cm²

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

-1.49680E+01 -1.54282E+01 2.04082E+01 -2.31954E+01 2.59607E+01 2.64361E+01
-2.79720E+01 2.93475E+01 3.10829E+01 3.47226E+01 3.53027E+01 3.79567E+01
3.85835E+01 4.10993E+01 4.30019E+01 4.34190E+01 4.66578E+01 -4.99608E+01
5.02060E+01 6.24019E+01 6.44206E+01 -7.05497E+01 9.42504E+01 -1.35984E+02
-3.35106E+02 -7.74364E+02

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

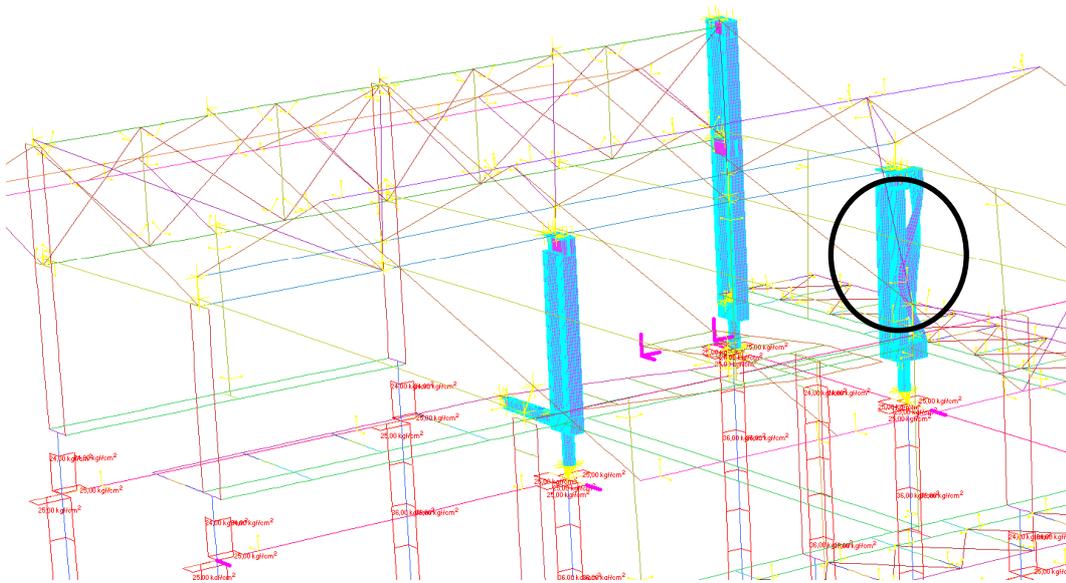
5.38576E-01 -8.13461E+00 -1.30335E+01 -1.39790E+01 1.57302E+01 -1.59468E+01
-1.92765E+01 2.02334E+01 2.18155E+01 2.47314E+01 2.56865E+01 2.65704E+01
2.78505E+01 2.88837E+01 2.99852E+01 3.19551E+01 3.46827E+01 3.55050E+01
3.86462E+01 4.21134E+01 4.93360E+01 5.69023E+01 5.88362E+01 -6.95220E+01
1.13392E+02 -7.27365E+03

.....
.....

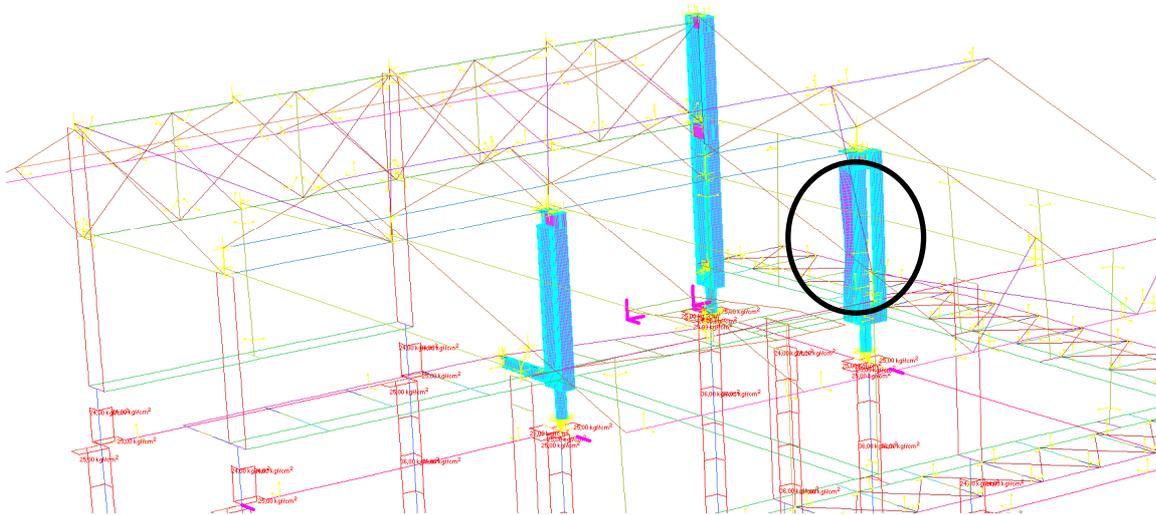
FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

1 6.45534340E+00
2 -6.72336483E+00
3 -7.08604166E+00
4 -7.20731190E+00
5 8.56177024E+00
6 -9.80541854E+00 [Not Converged]
7 -9.91065350E+00 [Not Converged]
8 -1.02990931E+01
9 -1.04537062E+01
10 -1.10087227E+01
11 1.10319300E+01 [Not Converged]
12 1.11528379E+01



Modo 1 6.45534340E+00



Modo 5 8.56177024E+00

Si considera ora la condizione senza muretti di base ma solo pali

Straus7
LINEAR BUCKLING SOLVER
Sisma x

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

2.33457E+01 2.62831E+01 2.91084E+01 3.14532E+01 3.24909E+01 3.31799E+01
3.48389E+01 3.53463E+01 3.54512E+01 3.75347E+01 4.07201E+01 4.53377E+01
4.68288E+01 4.82735E+01 5.06531E+01 -5.19035E+01 -5.82910E+01 6.08692E+01
6.21927E+01 6.40386E+01 -6.63833E+01 -8.59437E+01 8.88846E+01 1.19698E+02
-7.50676E+02 -4.56496E+03

ITERATION 2

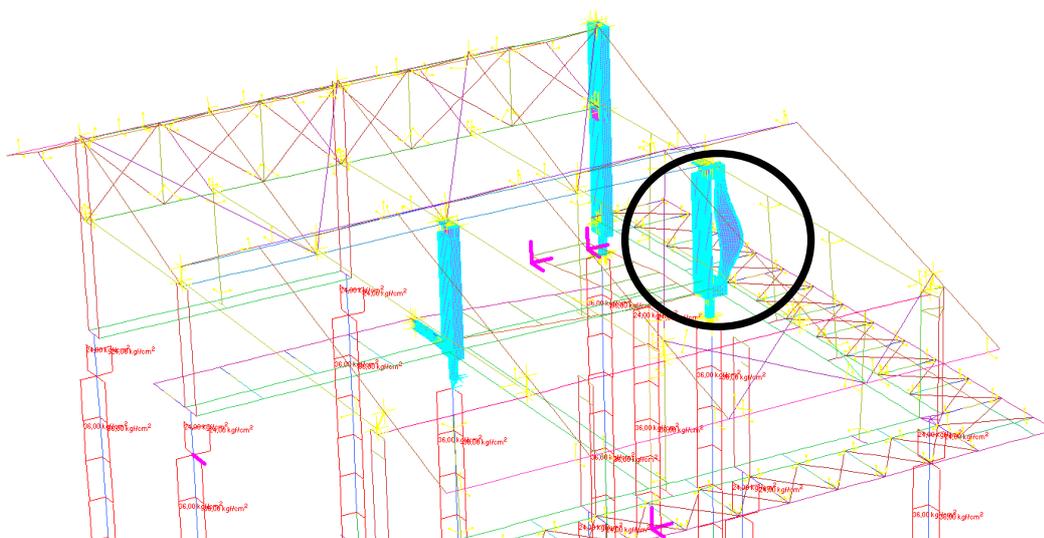
Current Buckling Load Factors

-5.15073E-01 1.81872E+01 2.25222E+01 2.38608E+01 2.54834E+01 2.56803E+01
2.59254E+01 2.73868E+01 2.82933E+01 2.87634E+01 3.12208E+01 3.22907E+01
3.25878E+01 -3.28793E+01 3.34282E+01 3.76045E+01 4.00979E+01 4.47181E+01
4.70951E+01 4.94482E+01 -5.04694E+01 -5.72003E+01 5.81942E+01 -6.24897E+01
7.46081E+01 3.78272E+11

.....
.....

FINAL BUCKLING RESULTS
CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 -2.30400011E-01
- 2 5.87982413E+00
- 3 -6.27868545E+00
- 4 6.28885664E+00
- 5 -6.42677465E+00
- 6 -6.74955982E+00
- 7 7.94388189E+00



Modo 2 5.87982413E+00

Tempo d'incendio minimo

0

Geometria

h: altezza del pilastro

250 cm

Materiale

Tipo: acciaio laminato a caldo

Classe: sezione

		S355				γ_{M1} :	1,05	
	f_{yk} :	1	daN/cm ²	c/t :	18,56	$\leq 72 \epsilon$	ϵ :	0,81
		3550		t ≤ 40			f_{tk} :	5100 daN/cm ²
E :		2E+06	daN/cm ²	$\frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$			ρ_k :	7850 daN/m ³
	v :	0,3						

Sezione

Profilo:

UPN220

c: **16,7** cm

t: **0,9** cm

pp: peso proprio

29,4 daN/m

A: **37,4** cm²

Instabilità:

l_c : lunghezza libera

$\beta \cdot h$

175,0 cm

β : **0,7**

Compressione:

Snellezza

i_x : **8,48** cm

i_y : **2,3** cm

λ_x : **21**

λ_y : **76,09**

λ : **76**

$\rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 3580,1$ daN/cm²

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$

$N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A = 133897$ daN

1,00

α : **0,21** Φ : $0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

1,08

χ : $\frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,67$ **< 1**

Flessione:

W_{plx} : **292** cm³

W_{ply} : **64,1** cm³

λ_x : **21**

λ_y : **76**

$\sigma_{crx} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 48667,0$ daN/cm²

$\sigma_{cry} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 3580,1$ daN/cm²

$\sigma_{cr} \cdot W_{ply}$

$\bar{\lambda}_{LTx} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr} \cdot W_{plx}}{M_{crx}}} = 0,27$ **142108** daNm

$\bar{\lambda}_{LTy} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_{yk}}{M_{cry}}} = 2295$ daNm **1,00**

α_{LT} : **0,34** $\bar{\lambda}_{LT,0}$: **0,2** β : **0,8**

Φ_{LTx} : $0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LTx} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LTx}^2] = 0,54$

Φ_{LTy} : $0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LTy} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LTy}^2] = 1,03$

k_{cx} : **0,91**

k_{cy} : **0,77**

$f_x = \frac{1 - 0,5 \cdot (1 - k_{cx}) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LTx} - 0,8)^2]}{f_y} = 0,98$

$f_y = \frac{1 - 0,5 \cdot (1 - k_{cy}) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LTy} - 0,8)^2]}{f_y} = 0,89$

$\chi_{LTx} = \frac{1}{f_x \cdot \Phi_{LTx} + \sqrt{\Phi_{LTx}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LTx}^2}} = 0,995$ **verif**

$\chi_{LTy} = \frac{1}{f_y \cdot \Phi_{LTy} + \sqrt{\Phi_{LTy}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LTy}^2}} = 0,720$ **verif**

6.6- STRUTTURE DI FONDAZIONE- PALI

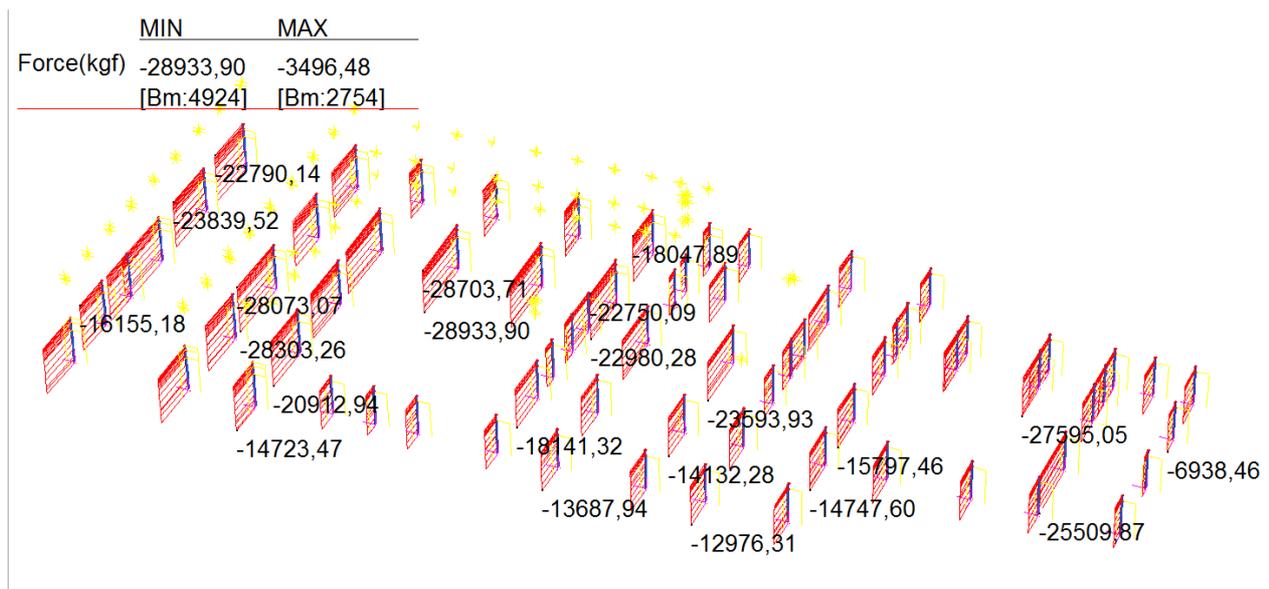
MODELLO STATICO GLOBALE partendo da modello S1

Nel seguito si riportano le verifiche dei pali di fondazione in condizioni statiche e sismiche.

I pali previsti sono con camicia da 168*16 di lunghezza 15m la sbulbatura data dalle valvole è prevista da circa 250mm.

I carichi verticali sono quelli effettivi senza considerare il peso del muro o la sua interazione con i pali anche come capacità portante.

Nel modello Alla base delle colonne è stato applicato un vincolo a cerniera nelle tre direzioni non cedevole in verticale, e i carichi verticali anche in base alle prove di carico non superano mai il carico massimo sopportabile dal palo. Tali ipotesi sui vincoli alla base sono state considerate per il modello f.e.m. in fase sismica anche per il modello f.e.m. utilizzato per lo studio degli elementi sotto l'azione dei carichi statici e riportato nei vari capitoli.



Palo maggiormente sollecitato SLU Re= -28933 daN

Portanza di progetto del palo con profondità 14m entroterra Rcd=44690daN

$$Re/Rcd= 28933/378300= 0,7765 <1$$

OK VERIFICATO

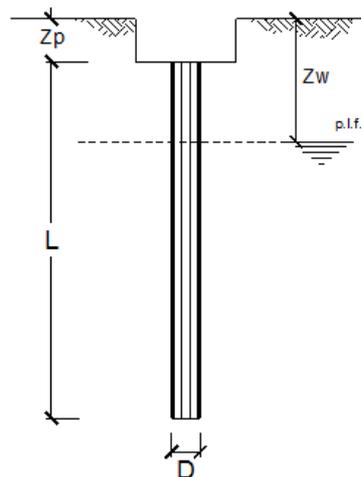
SI RIPORTA IL CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL PALO TITAN

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: PALI TITAN

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0,24 (m) Area del Palo (A_p): 0,043 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0,50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 2,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 162 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 127 (kN)
 Numero di strati 4  L_{palo} = 14,00 (m)



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s
Stato limite ultimo	●	1,00	1,30	1,60	1,30
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	○	1,00	1,30	1,50	1,30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ ₃	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,00	1,10
ξ ₄	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08	1,00	1,00

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	C' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	C _u med (kPa)	C _u min (kPa)
1	2,20	saabbia limo argillosa	18,00	0,0	0,0	29,0	29,0	0,0	0,0
2	4,30	limo sabbioso poco consistente	19,00	0,0	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
3	2,50	sabbia limosa	18,50	0,0	0,0	33,0	33,0	0,0	0,0
4	5,00	sabbia poco limosa	19,00	0,0	0,0	38,0	38,0	0,0	0,0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,52	0,55		0,0
0,74	0,27		0,0
0,46	0,65		0,0
0,38	0,78		0,0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del plinto)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno
1	2,20	saabbia limo argillosa
2	4,30	limo sabbioso poco consistente
3	2,50	sabbia limosa
4	5,00	sabbia poco limosa

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
12,8				
38,4				
49,6				
137,5	80,85	0,00	#####	513,9

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
12,8				
38,4				
49,6				
137,5	80,85	0,00	11848,4	513,9

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$

$N_d = 327,1 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = 513,9 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 238,4 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 752,3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = 513,9 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 238,4 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 752,3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 386,4 \text{ (kN)}$

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 179,2 \text{ (kN)}$

$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 565,6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

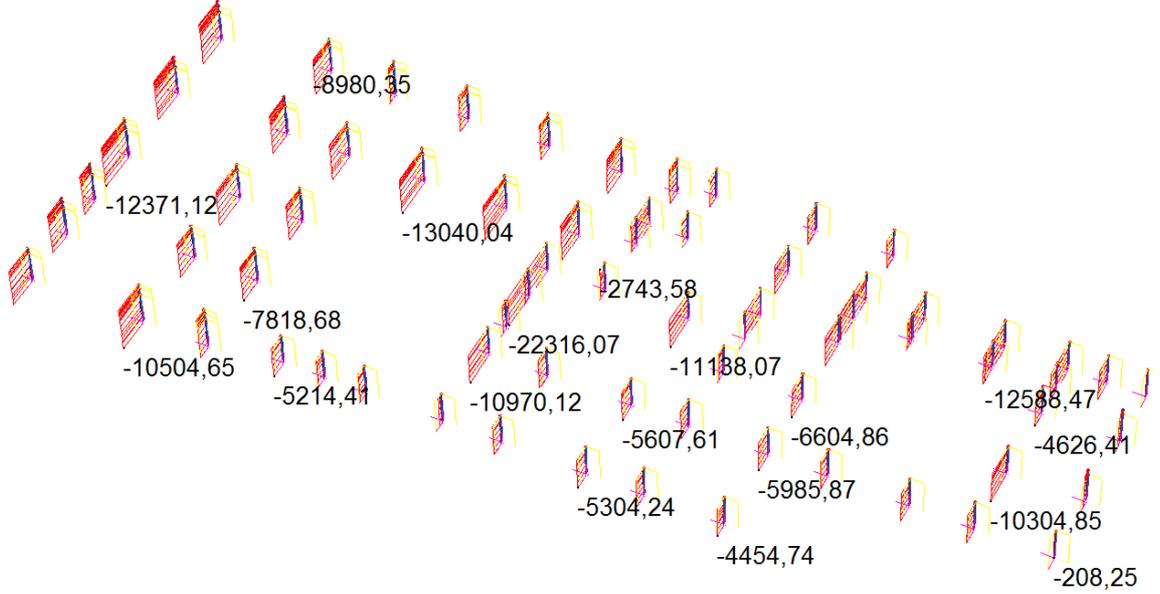
$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$

$R_{c,d} = 379,4 \text{ (kN)}$

$F_s = R_{c,d} / N_d$

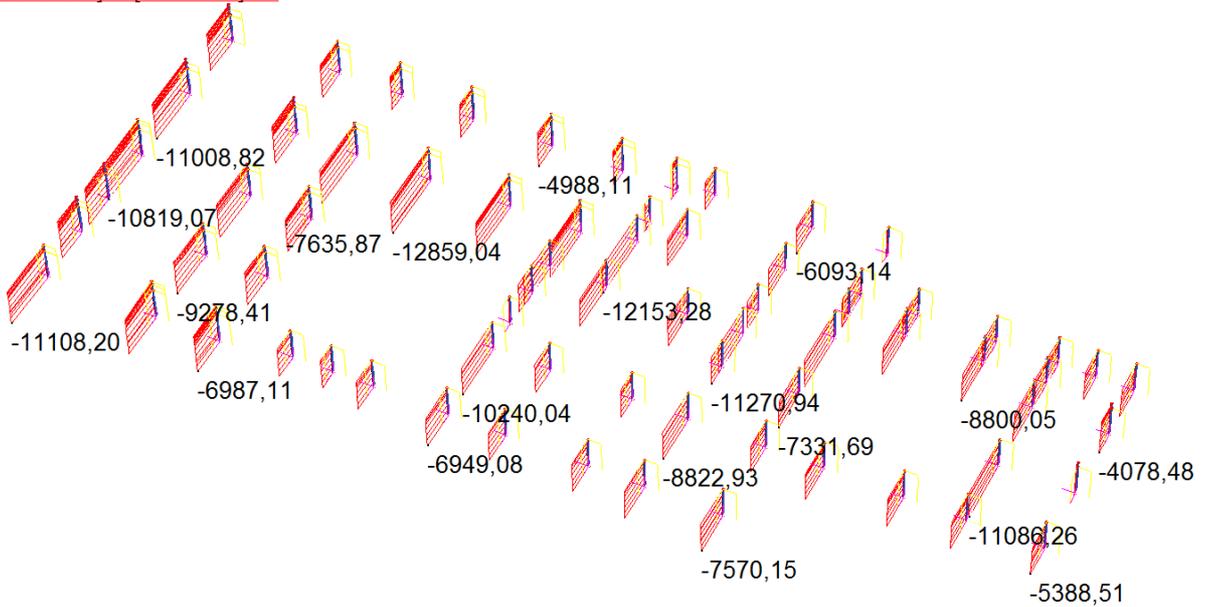
$F_s = 1,16$

	MIN	MAX
Force(kgf)	-22316,07	-79,47
	[Bm:2012]	[Bm:2029]



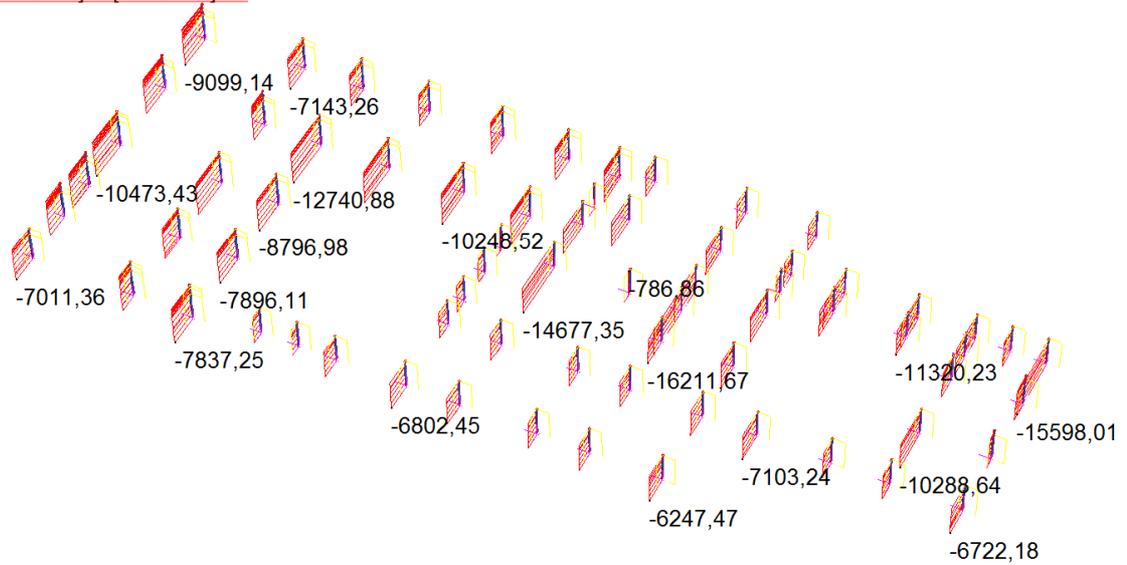
VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE CON SISMA X

	MIN	MAX
Force(kgf)	-12859,04	-349,17
	[Bm:4924]	[Bm:2011]



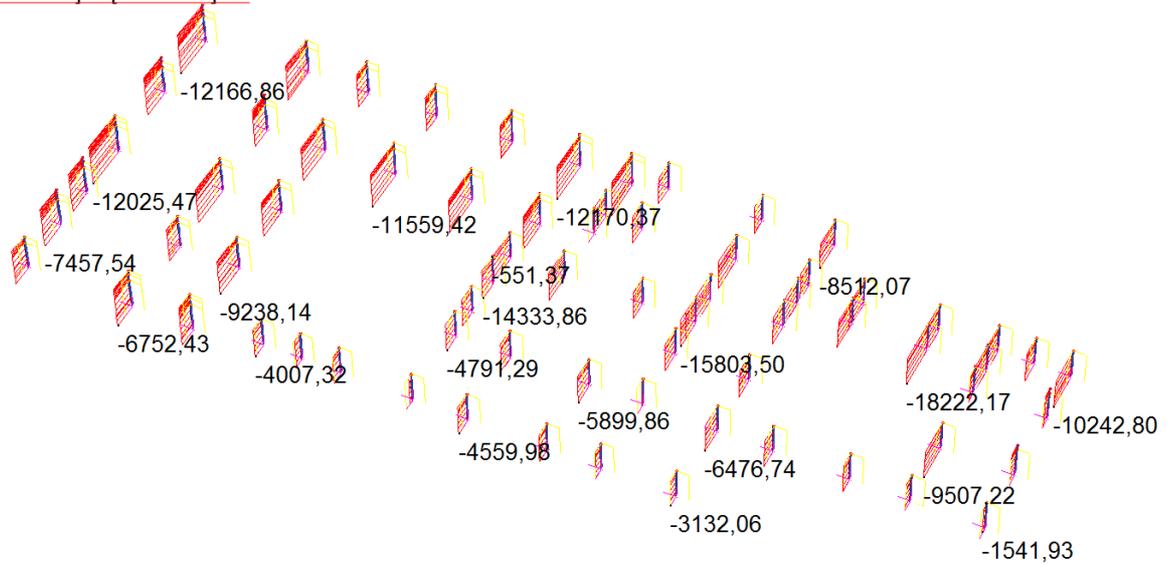
VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE CON SISMA Y

	MIN	MAX
Force(kgf)	-16211,67	-123,69
	[Bm:2050]	[Bm:2042]



VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE CON SISMA -X

	MIN	MAX
Force(kgf)	-18222,17	-134,97
	[Bm:2036]	[Bm:2049]

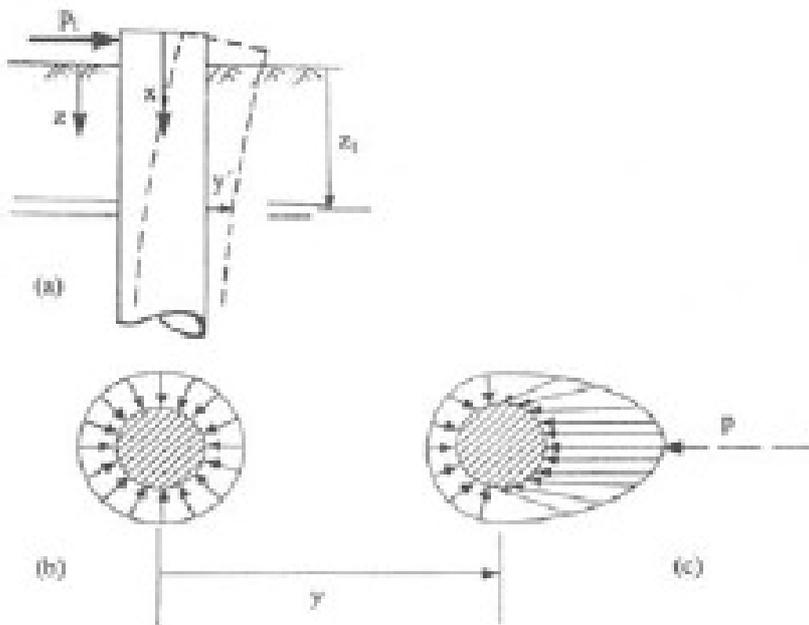


VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE CON SISMA -Y

OK I PALI SONO SEMPRE IN COMPRESSIONE

VERIFICHE SPINTE LATERALI PALI

Si consideri un palo ad asse verticale, con sezione circolare, immerso in un terreno omogeneo. Inizialmente le tensioni normali agenti sulla superficie laterale del palo presentano una distribuzione assialsimmetrica, la cui risultante è nulla (figura.b). Quando il palo è soggetto, in testa, ad una forza orizzontale e/o ad una coppia applicata, si induce una traslazione y all'interno del terreno (figura.a). Il diagramma delle tensioni del terreno, conseguentemente, si modifica; le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo, viceversa, diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale. Lungo i bordi del palo, le tensioni orizzontali presentano una componente normale ed una tangenziale. La risultante p [F/L] di tali azioni sarà posta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso (figura c).

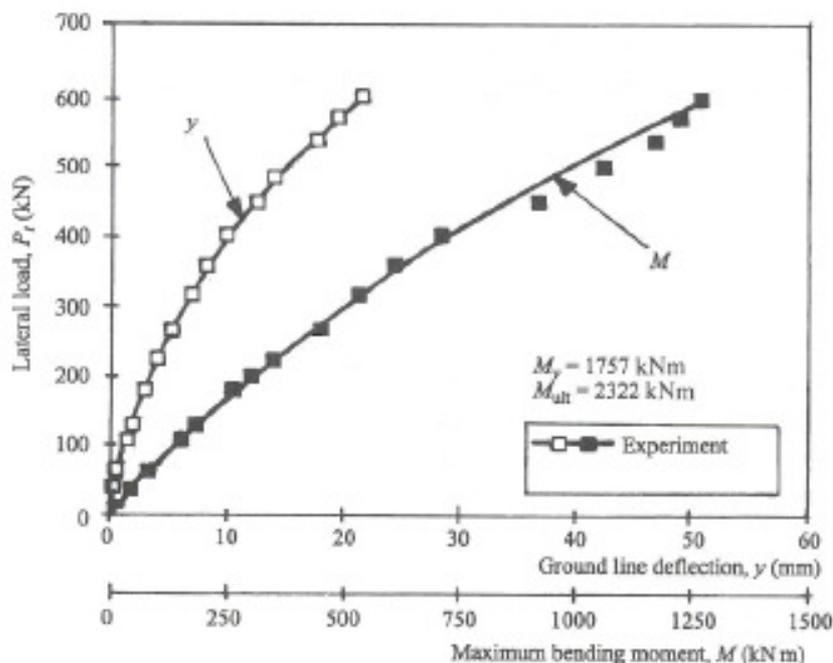


Tensioni normali del terreno(statica) Tensioni con spinta sul palo

Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo, invece, tende a raggiungere la condizione di collasso. A profondità maggiori, il terreno tende a scorrere defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo a tergo. Alla luce di queste considerazioni risulta evidente come la reazione del terreno p dipenda sia dall'entità dello spostamento y raggiunto dal palo sia dalla quota di riferimento z .

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti flettenti massimi, è di tipo non

lineare. Un esempio di curva carichi – spostamenti in testa al palo e di curva carichi – momenti flettenti massimi agenti lungo il fusto del palo è riportata in figura sottostante



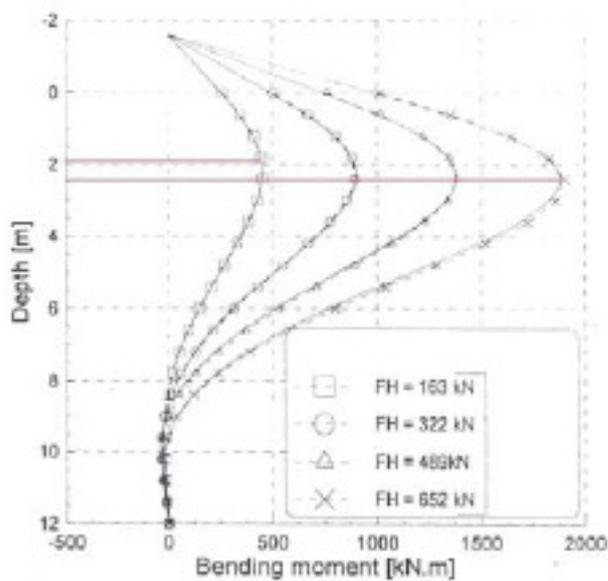
Curve sperimentali carichi – spostamenti e carichi – momenti flettenti massimi (da Reese et al., 1975)

Gli spostamenti di un palo soggetto ad azioni orizzontali sono generalmente confinati nella sua porzione superiore. Raramente si osservano spostamenti significativi a profondità superiori ai primi 10 diametri al di sotto del piano campagna (FLEMING ET AL., 1985).

Poiché gli spostamenti del palo sono confinati nei primi diametri di profondità, risulta evidente come la risposta del sistema palo – terreno alle sollecitazioni orizzontali dipenda essenzialmente dalle caratteristiche meccaniche del terreno prossime al piano campagna. A fini progettuali, o al fine di realizzare un'analisi a ritroso di una prova di carico, riveste dunque particolare importanza la corretta

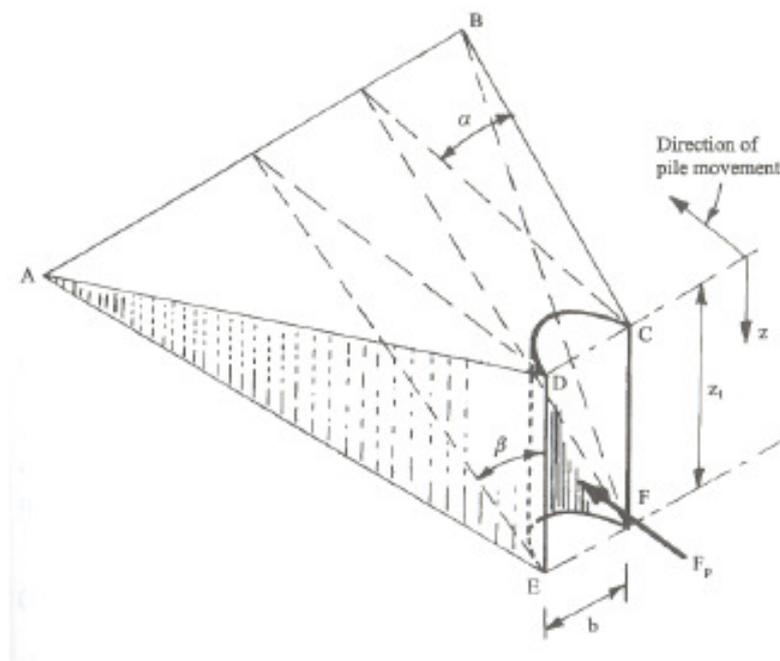
caratterizzazione delle proprietà meccaniche del terreno in corrispondenza dei primi metri di profondità.

Per quanto attiene alle sollecitazioni, il momento flettente massimo agente sul palo si rinviene in testa al palo, nell'ipotesi che la testa sia impedita di ruotare, o lungo il suo fusto, nell'ipotesi che la testa sia libera di ruotare. La profondità alla quale si verifica il momento flettente massimo, nel secondo caso, è ancora una volta ridotta, corrispondente a pochi diametri di palo. La profondità della sezione di momento massimo dipende in primo luogo dalla rigidità relativa palo – terreno.



Progressivo aumento della profondità della sezione di momento massimo, al crescere del carico FH (da Remaud et al., 1998)

Gli effetti delle modifiche indotte dalla tecnologia di realizzazione del palo sullo stato tensionale del terreno nell'area ad esso immediatamente circostante sulla risposta del palo caricato da azioni orizzontali sono molto minori. Ciò è motivato dal fatto che il volume che condiziona il comportamento del palo sotto carichi orizzontali è molto maggiore di quello relativo ai carichi verticali, e quindi meno influenzato dagli effetti della installazione del palo stesso. In figura sottostante si riporta, in forma qualitativa, una tipica rappresentazione del cuneo di terreno responsabile della risposta sotto azioni orizzontali.

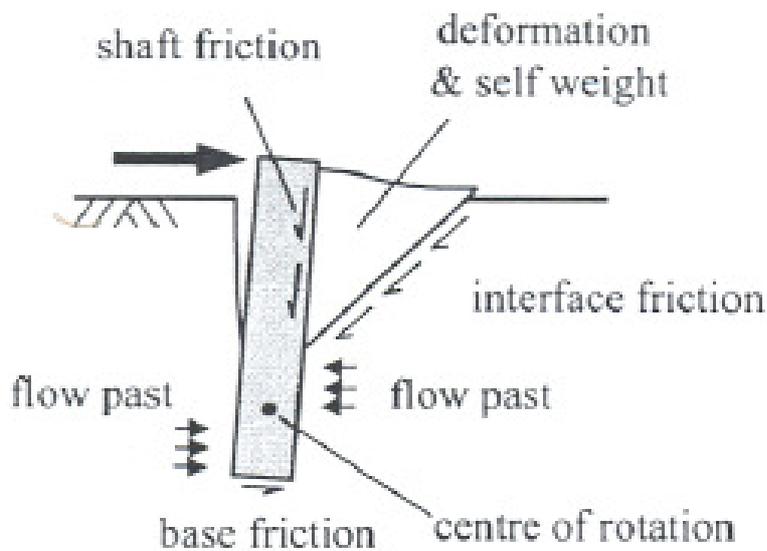


Cuneo di terreno responsabile della risposta alle azioni orizzontali (da Reese & Van Impe, 2001)

A profondità superficiali, minori di un diametro, il palo si comporta, nei confronti del terreno, come un muro di sostegno. In condizioni di rottura, si genera un cuneo di terreno che viene spinto via dal palo; la pressione limite agente sul palo sarà pari a:

$$p_u = K_p \cdot \sigma'_z$$

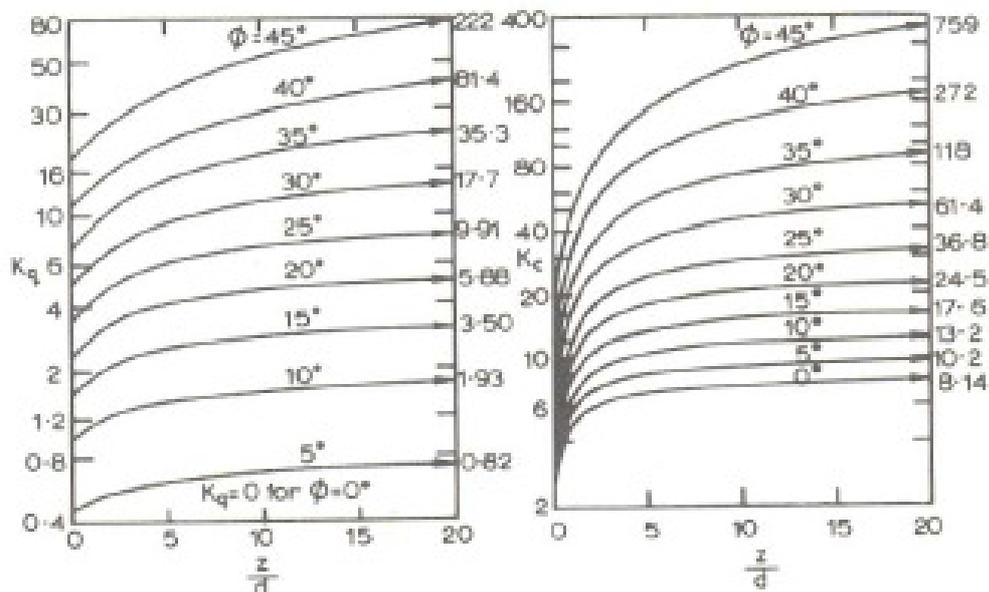
dove σ'_z rappresenta lo stato tensionale verticale effettivo nel terreno, e K_p è il coefficiente di spinta passiva di Rankine



Per il caso generale di un terreno attritivo, risulta, alla generica profondità z :

$$p_u = K_q \cdot \sigma'_z$$

$$P_u = p_u \cdot D$$



Andamenti dei parametri K_q e K_c di Brinch – Hansen, 1961 (da Poulos & Davis, 1980).

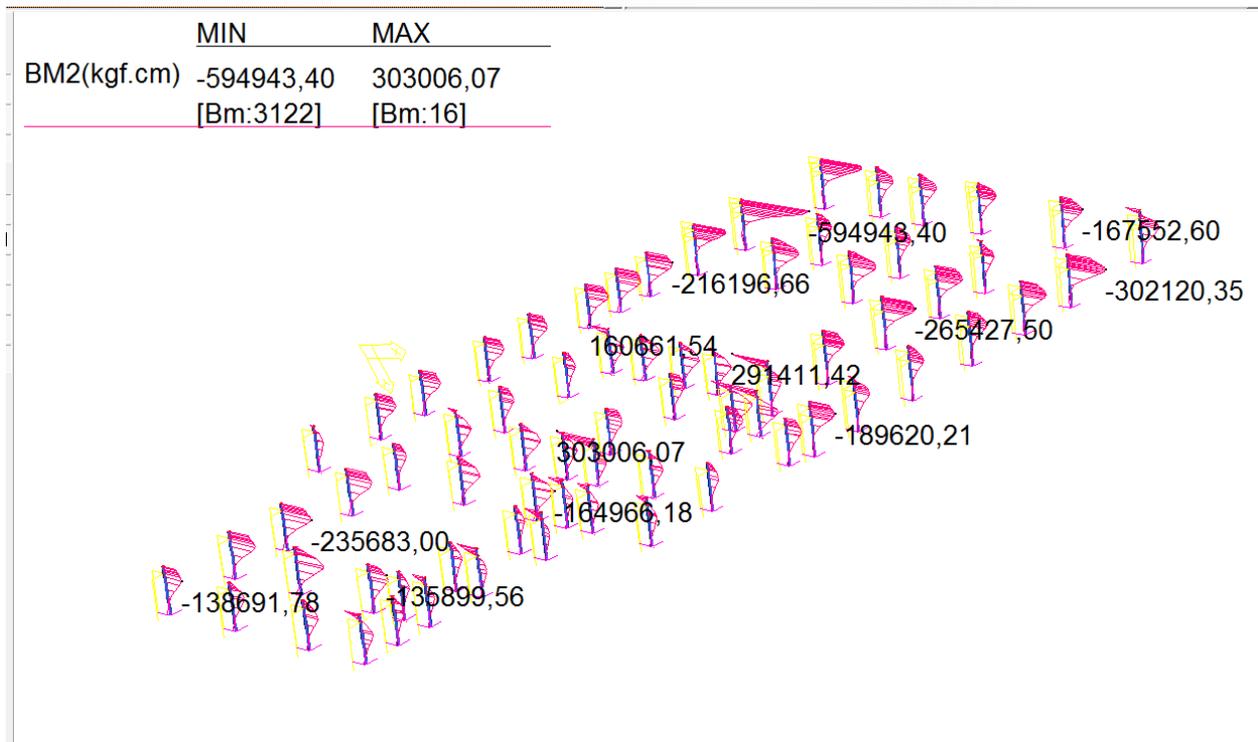
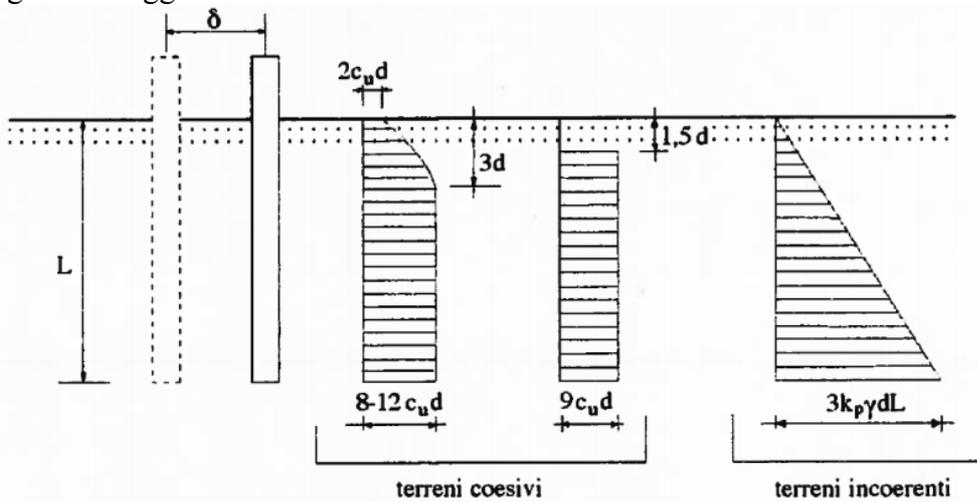
Un'altra proposta relativa al profilo delle pressioni limite in terreni incoerenti, molto utilizzata a fini ingegneristici, risale a BROMS (1964b). Sulla base dell'evidenza sperimentale, l'autore ha proposto:

$$P_u = p_u \cdot D = 3K_p \cdot \sigma'_v \cdot D$$

Un profilo intermedio tra i due precedentemente proposti suggerisce di considerare p_u proporzionale al quadrato del coefficiente di spinta passiva K_p (BARTON, 1982). La reazione limite per unità di lunghezza è pari a:

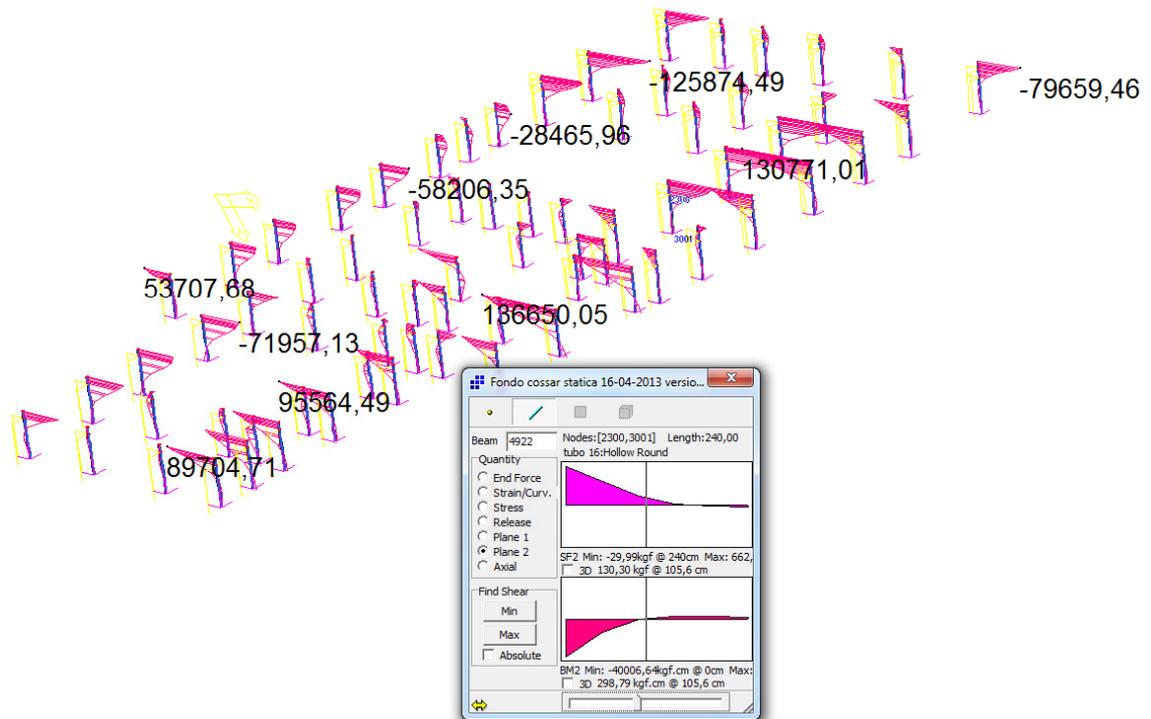
$$P_u = p_u \cdot D = K_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D$$

Nella maggior parte dei casi dei terreni naturali, incoerenti, risulta $\phi \geq 30^\circ$, dunque $K_{p2} \geq 3 K_p$. Questa relazione è stata ottenuta conducendo delle prove in centrifuga su pali modello, strumentati con trasduttori di deformazioni per la misura dei momenti flettenti; figura da Viggiani



Sisma Y momenti

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-128635,44	136650,05
	[Bm:3125]	[Bm:40]



Sisma X momenti

Si osserva come alla profondità di circa 5.5m il momento sul palo si annulla, quota che ritroveremo successivamente come annullamento dello spostamento del palo lungo il suo sviluppo.

Secondo la teoria possono succedere tre tipi di meccanismi di rottura dell'insieme palo-terreno (EC7 - 7.8.2.1 - P(2)):

- palo "**corto**" : condizione in cui non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione del palo, il quale trasla orizzontalmente rigidamente
- palo "**intermedio**" : condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione solo nella sezione d'attacco palo-soletta
- palo "**lungo**" : condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione sia nella sezione d'attacco palo-soletta che in un'altra sezione del palo.

L'azione orizzontale limite sopportabile H_{Lim} corrisponde a quella minima tra quelle calcolate in corrispondenza dei tre meccanismi di rottura.

Il valore di H_{Lim} corrisponde in buona sostanza al **valore caratteristico della resistenza trasversale del palo $R_{tr,k}$** ; esso può essere determinato con formulazioni empiriche dedotte sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno omogeneo in cui è immerso il palo; per esempio, nel caso di **terreni incoerenti** (condizioni drenate) detto valore corrisponde al minimo tra i tre seguenti valori (L = lunghezza palo, caso di vincolo rigido in testa):

$$\text{palo corto} \Rightarrow H_1 = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

$$\text{palo intermedio} \Rightarrow H_2 = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

$$\text{palo lungo} \Rightarrow H_3 = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Siamo nel caso di palo intermedio

PALO SOGGETTO A SPINTA LATERALE PALO DIAMETRO 168.7			
□	$\gamma_t =$	1800 daN/mc	peso specifico terreno granulare
	$\phi =$	30 grad	angolo attrito
	$\delta =$	0 grad	attrito muro-terreno
	$\beta =$	0 grad	inclinazione superficie terra-muro
	$i =$	0 grad	inclinazione terreno a monte
□			
SPINTE ORIZZONTALI			
SPINTA PASSIVA SUPERIORE		$K_p =$	3,00
$F_{ps} = 3 \gamma K_p d \cdot L =$		22275 daN	SULLA LARGHEZZA DI 25CM
CALCOLO VALORE DI PROGETTO RESISTENZA LATERALE DEL PALO			
	SVILUPPO SU DIAMETRO DI 25CM		
	Sup=	39,25	cm
	superficie di contatto terreno plinto		
	d=	0,25	m
M=	2884	daNm	

valore caratteristico resistenza laterale del palo

$$H_2 = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L} = 20943,11 \text{ daN}$$

valore DI PROGETTO resistenza laterale del palo

applicando coefficiente di sicurezza pari a 1,8 (R2)

H2d= 11635 daN

Per il palo di del palo da 168.9 e di

H2d= 11635daN

VERIFICHE SUI MURETTI DI BASE

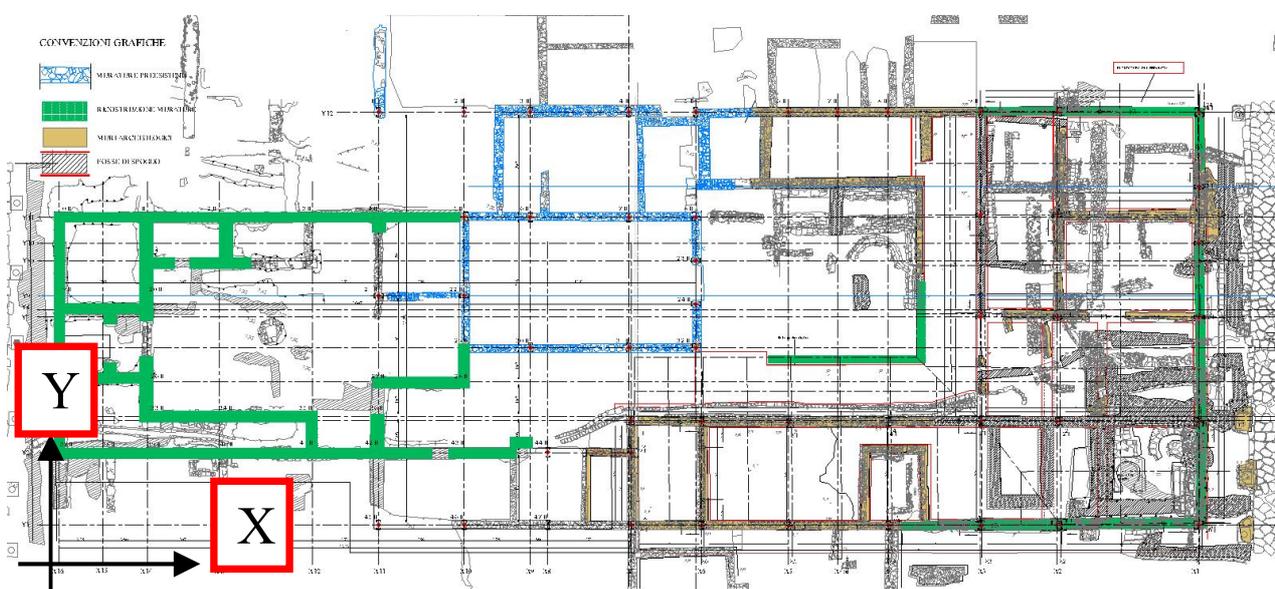
ITERAZIONI CON MURI E TERRE ARMATE DI RIEMPIMENTO DELLE FOSSE DI SPOLIO

Per i muri di fondazione e il complesso delle strutture di fondazione si sono effettuate vari prove al fine di affinare la modellazione f.e.m..

Il modello delle fondazioni prevede i muri di fondazione nuovi ed esistenti e sacconi di ghiaia con geogriglia. Tali elementi sono stati modellati con elementi beam a formare nell'intorno del pilastro per una larghezza di 60-70cm il muro di fondazione. Dove i muri si intersecano sono stati modellati i tratti nelle due direzioni, dove è presente muro in una direzione solo il tratto nella direzione relativa. La costante k è stata applicata lateralmente.

Il tratto preso in considerazione di 60-70cm è giustificato dal fatto che sono previsti dei rinforzi localizzati negli intorni del palo come da particolari. I tratti di muri nella loro direzione longitudinale sono stati vincolati agli spostamenti. I collegamenti tra i tratti sono stati realizzati con un cordolo fittizio senza costanti K applicate, i cordoli lavorano in compressione lungo la loro direzione.

I muri sono di tre tipi: 1) Esistenti  2) Nuovi  3) primo lotto ricostruiti 



Si considera che in caso di sisma i muri nuovi (e in parte anche quelli esistenti consolidati) e i riempimenti in misto granulare rinforzato siano in grado, in quanto materiale intermedio con comportamento alla Mohr-Coulomb, sono in grado di trasferire la reazione dal palo di fondazione al terreno circostante formando più o meno larghi cunei di spinta.

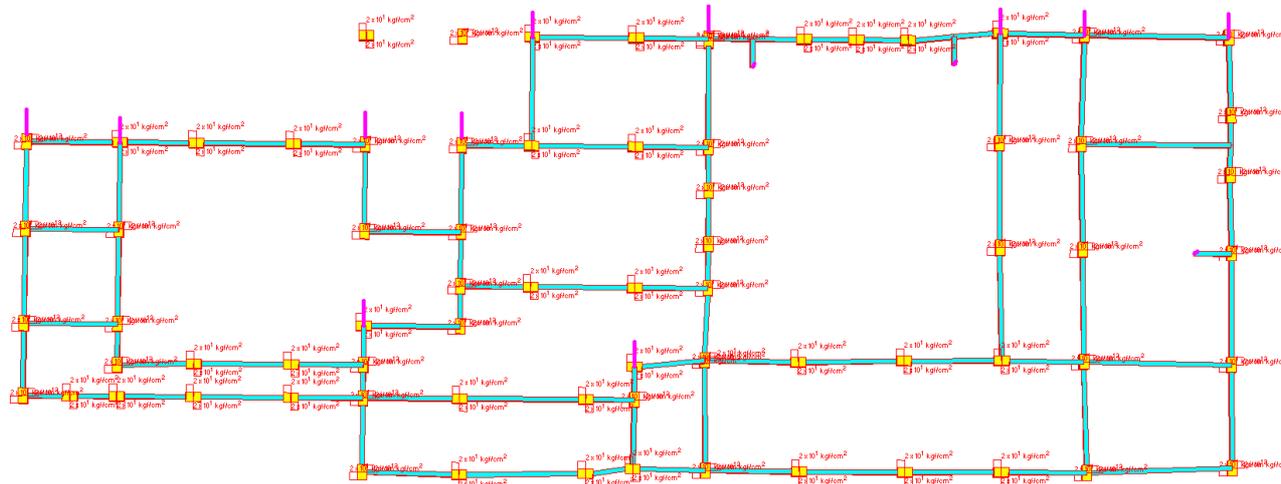
Inoltre si è assunta lateralmente all'elemento beam per i tratti nell'intorno dei pali un coefficiente di reazione a sola compressione di 0.5 (kg/cmc).

La muratura nuova ed esistente e i sacconi di ghiaia garantiscono la resistenza e la diffusione della reazione laterale del palo.

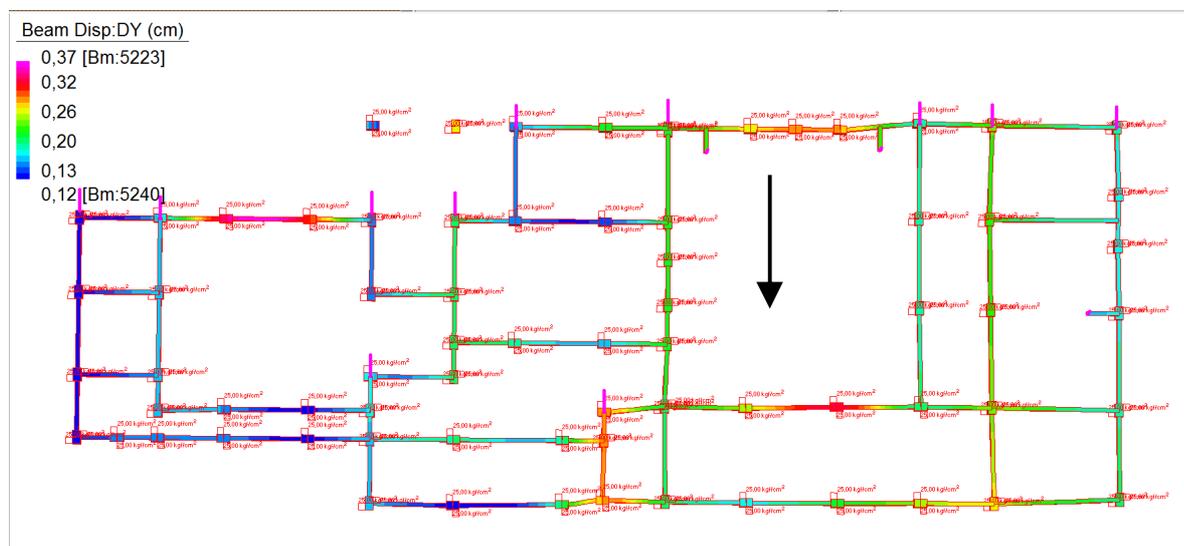
Inoltre i collegamenti sono stati estesi solo dove effettivamente il muro riesce a garantire una collaborazione a trazione quindi nel caso di muro nuovo o materiale costipato armato con geogriglia.

I collegamenti sono stati svincolati alla rotazione alle due estremità, funzionando come delle bielle.

SISMA Y



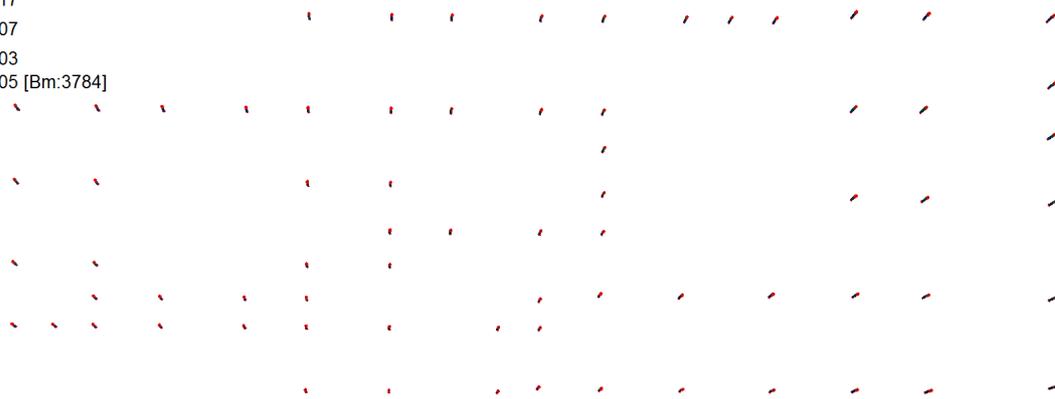
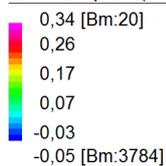
MODELLO IN PIANTA



Spostamenti muri Sisma Y (in rosso con i numeri si vede dove sono state applicate le K)

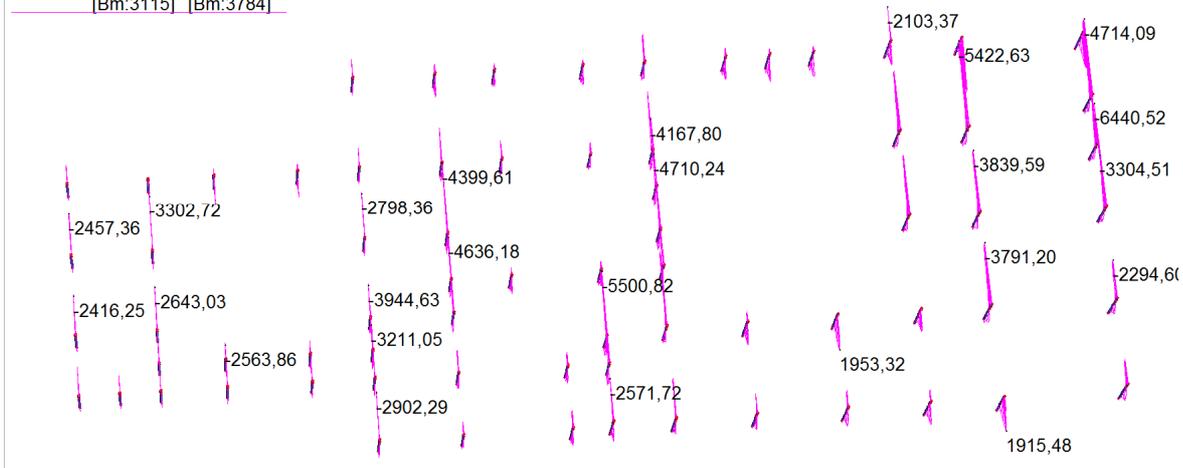
Spostamenti massimi delle murature di base risultano di 0,37 con pressioni relative di $0,37 \cdot 0,5 = 0,185$ daN/cm²

Beam Disp: DY (cm)



Spostamenti massimi dei pilastri di 0.34 con pressioni relative di $0.34 \cdot 1 = 0.34 \text{ daN/cm}^2$

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-6440,52	3277,78
	[Bm:3115]	[Bm:3784]



Taglio sui pali Sisma Y

La resistenza offerta dai pali risulta come riportato precedentemente

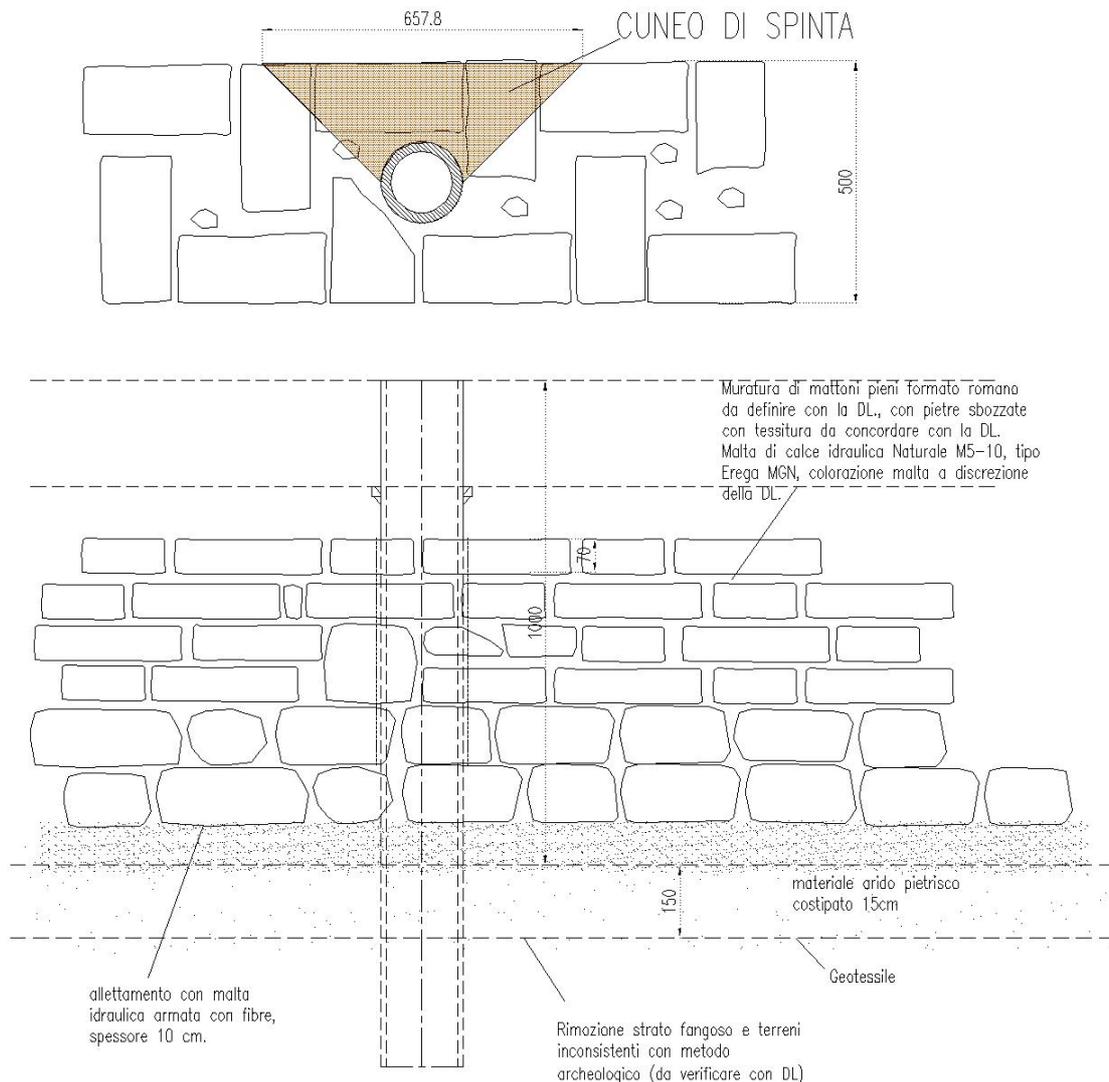
$H_{2d} = 11635 \text{ daN}$ quindi superiore al valore massimo, valore cautelativo di progetto in quanto NON si sono considerati effetti ulteriori dei muri sulla stessa direzione e collegati dal muro.

SPINTA PASSIVA OFFERTA DAL MURO

Si riporta la verifica della spinta passiva offerta dal muro nuovo e viene confrontata con l'azione massima tagliante del palo senza considerare l'effetto dei pali.

Si considera una profondità del muro di circa 50cm e una larghezza efficace nell'intorno del palo di 65cm per il muro nuovo ed esistente.

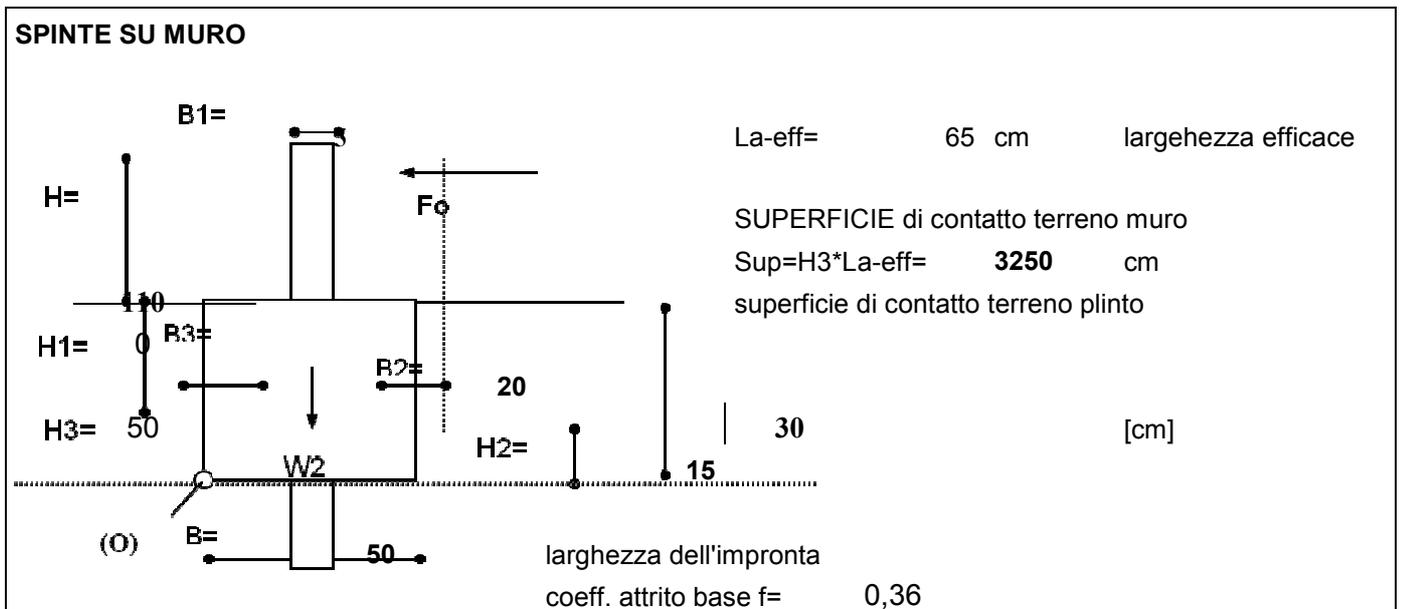
Si riporta lo schema del cuneo di spinta che si forma sul muro nuovo o esistente visto spessore di 50cm ed il palo centrale.



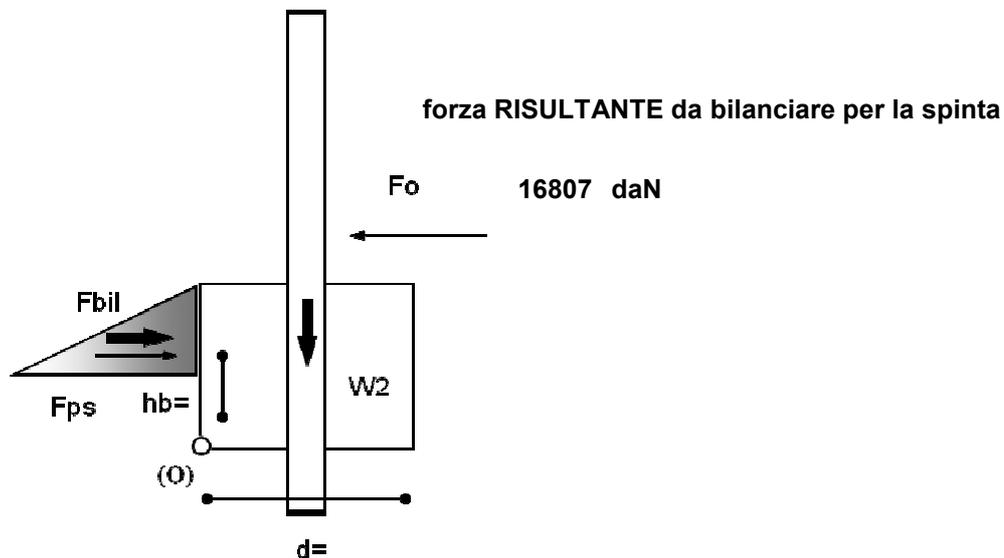
In corrispondenza del carico di 16807 daN si prevedono due pali il primario di 169mm il secondario del diametro di 139mm

SPINTE SU TERRENO			
□	$\gamma_t =$	1800 daN/mc	peso specifico terreno granulare
	$\phi =$	30 grad	angolo attrito

	$\delta =$	0	grad	attrito muro-terreno	
	$\beta =$	0	grad	inclinazione superficie terra-muro	
	$i =$	0	grad	inclinazione terreno a monte	
□					
SPINTE ORIZZONTALI					
SPINTA PASSIVA SUPERIORE				$K_p =$	3,00
$F_{ps} = \frac{1}{2} \gamma K_p H^2 \cdot S_v =$		21938	daN	SULLA LARGEZZA EFFICACE L_{a-eff}	



le azioni sollecitanti date dalla spinta sul parapetto risultano di:

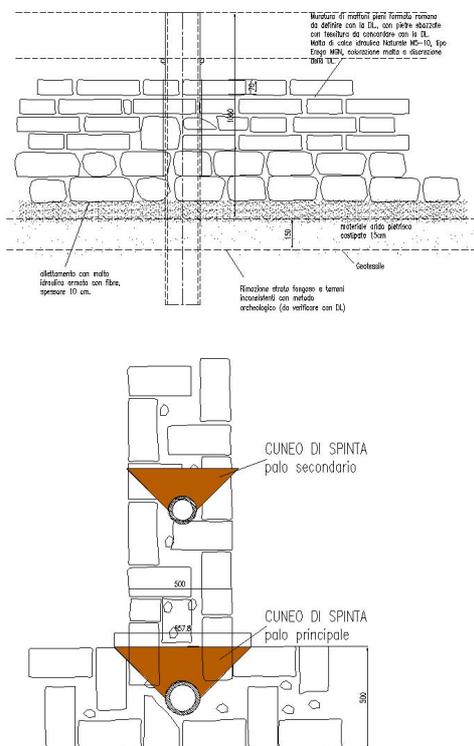


$F_{ps} =$ 21938 daN
 $F_{ps}/F_o =$ 1,31 > 1

OK VERIFICATO

COMPRESSIONI SUI MURI SISMA Y

Si riporta lo schema del cuneo di spinta che si forma sul muro nuovo o esistente vistolo spessore di 50cm ed il palo centrale.

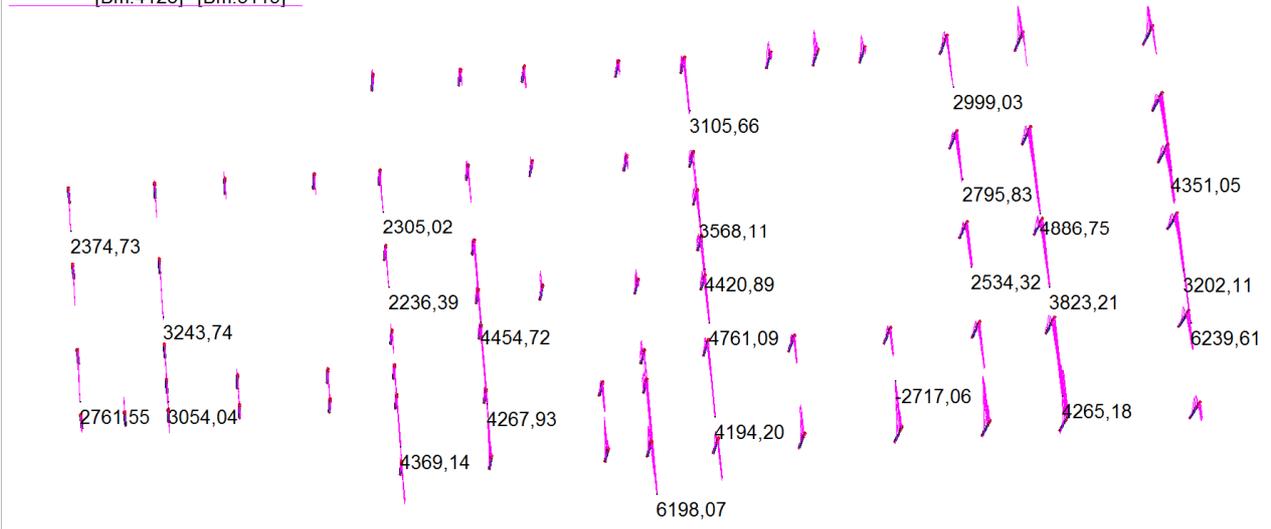


Per la parte di muri esistenti

Le azioni di compressione dei pali f 16.8cm sulle murature alte 50cm risultano di $6440/16.8/50=7,66$ daN/cm² sul muro esistente.

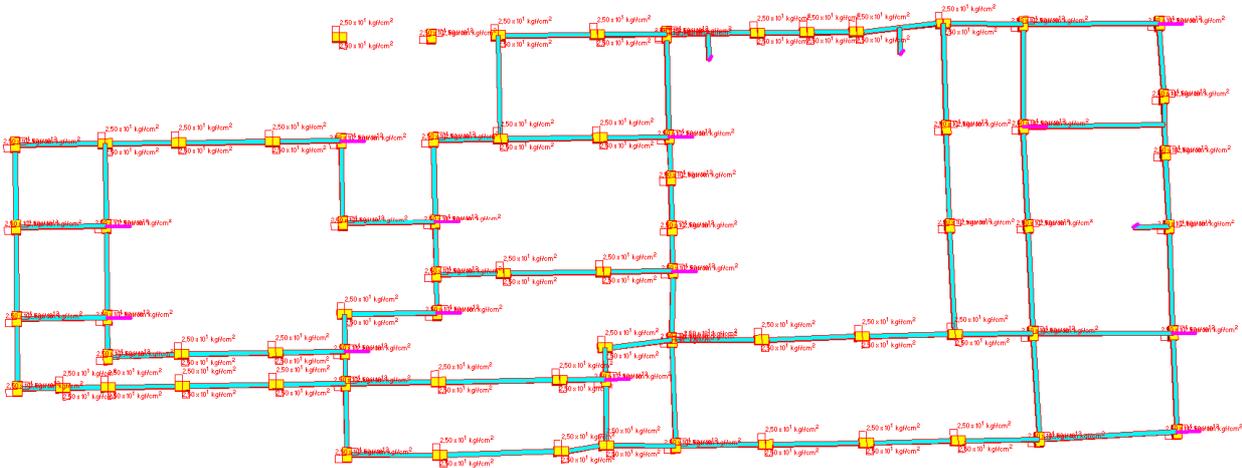
SISMA -Y

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2988,81	6239,61
	[Bm:4128]	[Bm:3115]



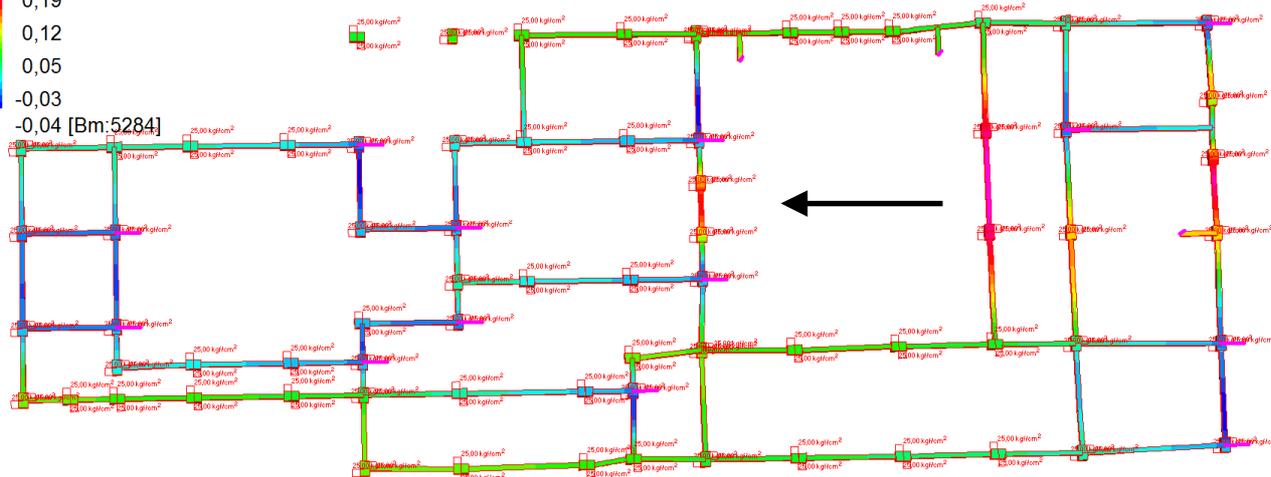
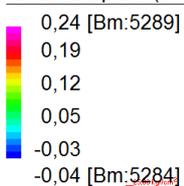
Sostanzialmente non ci sono variazioni significative rispetto alla condizione in Y (la condizione precedente risulta più gravosa).

SISMA X



MODELLO IN PIANTA

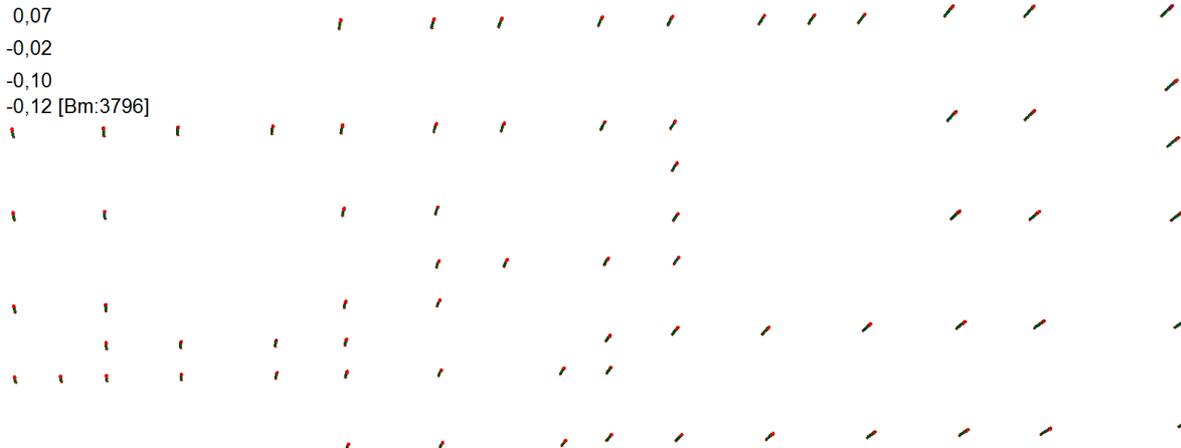
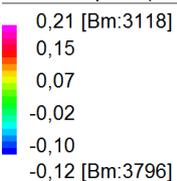
Beam Disp:DX (cm)



Spostamenti muri Sisma X (in rosso si vede dove sono state applicate le K)

Spostamenti massimi delle murature di base risultano di 0.24 con pressioni relative di $0.24 \cdot 0.5 = 0.12 \text{ daN/cm}^2$

Beam Disp:DX (cm)



Spostamenti pali Sisma X (non sono visualizzate graficamente in questo caso le K applicate)

Spostamenti massimi dei pilastri di 0.21 con pressioni relative di $0.21 \cdot 1 = 0.21 \text{ daN/cm}^2$

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-5946,86	2451,31
	[Bm:3496]	[Bm:2047]



Taglio sui pali Sisma X

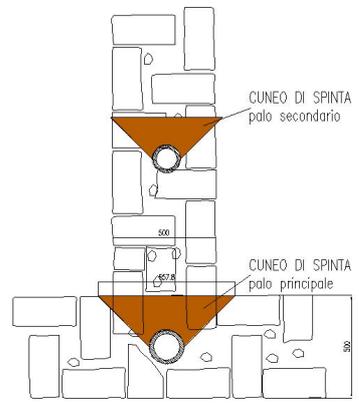
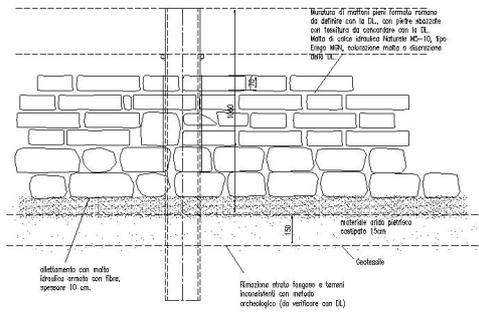
Compressioni e trazioni Sisma X

Considerando il contributo del palo si ottiene che

H2d= 11635daN quindi superiore al valore massimo localizzato

COMPRESSIONI SUI MURI SISMA X

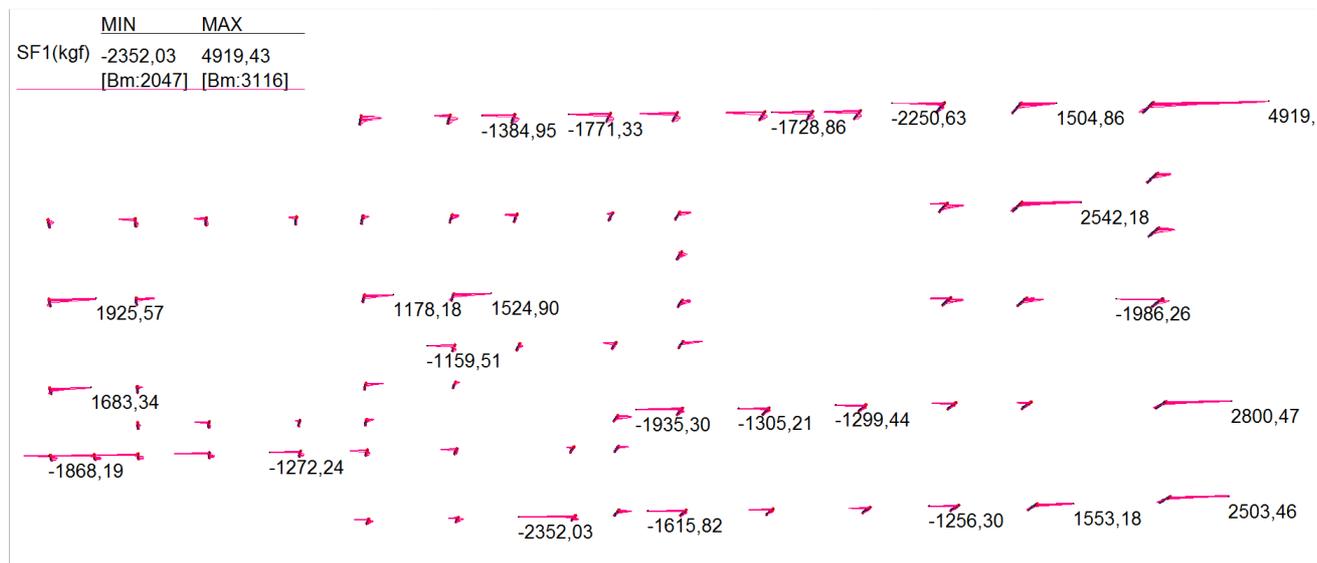
Si riporta lo schema del cuneo di spinta che si forma sul muro nuovo o esistente vistolo spessore di 50cm ed il palo centrale.



Per la parte di muri esistenti

Le azioni di compressione dei pali f 16.8cm sulle murature alte 50cm risultano di $5946/16.8/50=7,08$ daN/cm² sul muro esistente.

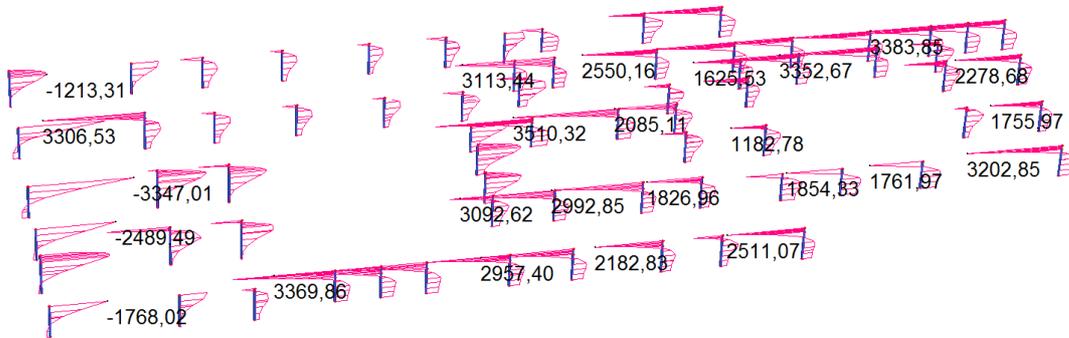
SISMA -X



Sostanzialmente non ci sono variazioni significative rispetto alla condizione in X (la condizione precedente risulta più gravosa)

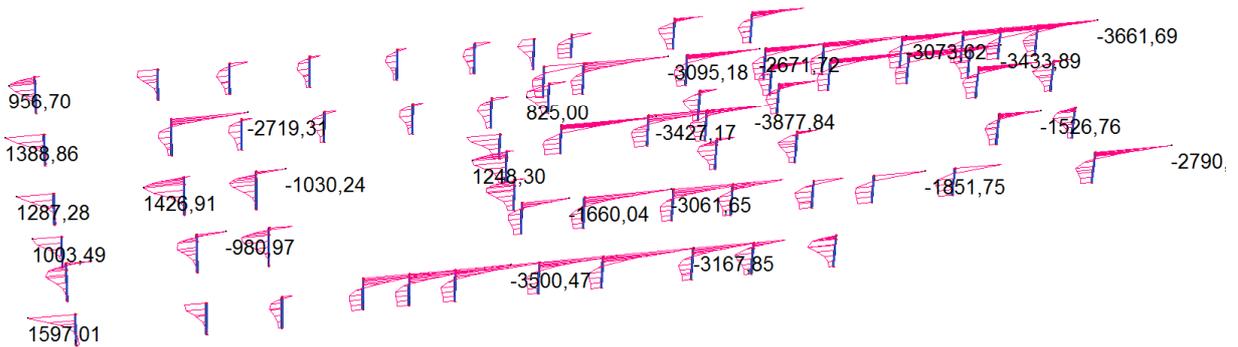
Tagli alla base interfaccia muro terreno senza la presenza delle passerelle interne

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-3347,01	3510,32
	[Bm:4510]	[Bm:4925]



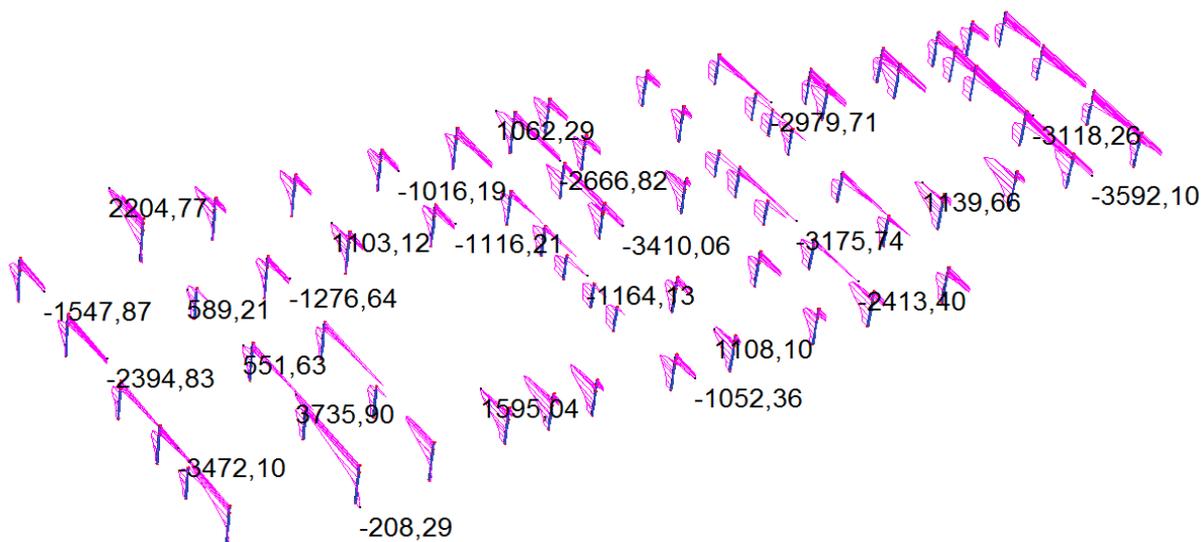
Sisma X

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-3877,84	1597,01
	[Bm:4925]	[Bm:4507]



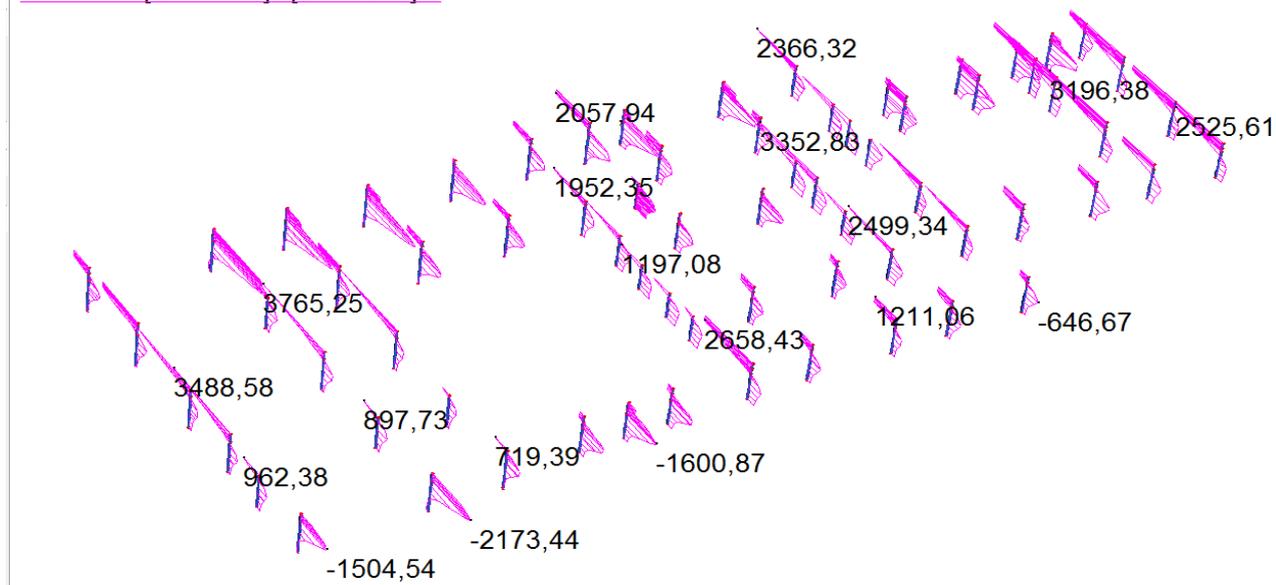
Sisma -X

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-3592,10	3735,90
	[Bm:4948]	[Bm:3635]



Sisma Y

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-3442,39	3765,25
	[Bm:3969]	[Bm:3632]



Sisma -Y

In sintesi con il presente progetto sono previsti 25 pali del primo lotto e 47 pali del secondo lotto con un totale di 71 pali. Le azioni sismiche del solo primo lotto risultano 92347daN come da relazione di deposito precedente quindi con un tagliante su ciascun palo di $T1=92347/25=3694$ daN. Con il secondo lotto si prevedono ulteriori 46 pali con una azione sismica totale del primo e secondo lotto con le passerelle di 184520daN quindi con un tagliante su ciascun palo di $T2=184520/71=2599$ daN. Con il nuovo lotto si ha una riduzione della azione sul singolo palo di 1095 daN

7. CONCLUSIONI ANALISI SISMICHE

Le sollecitazioni massime sui pali sono state rilevate nel modello S1 in quanto l'effetto dei controventi e le condizioni di S1 comportano concentrazioni di sforzo più elevate. Pertanto le verifiche effettuate sono cautelative.

Si rileva che i calastrelli di accoppiamento intermedio tra i due profili costituenti i pilastri, dai calcoli specifici eseguiti anche su modelli locali con elementi brick (S5), non sembrano essenziali ai fini della resistenza e della stabilità dei pilastri, si rimanda all'ottenimento dei risultati delle prove in sito la verifica dell'opportunità di inserirli.

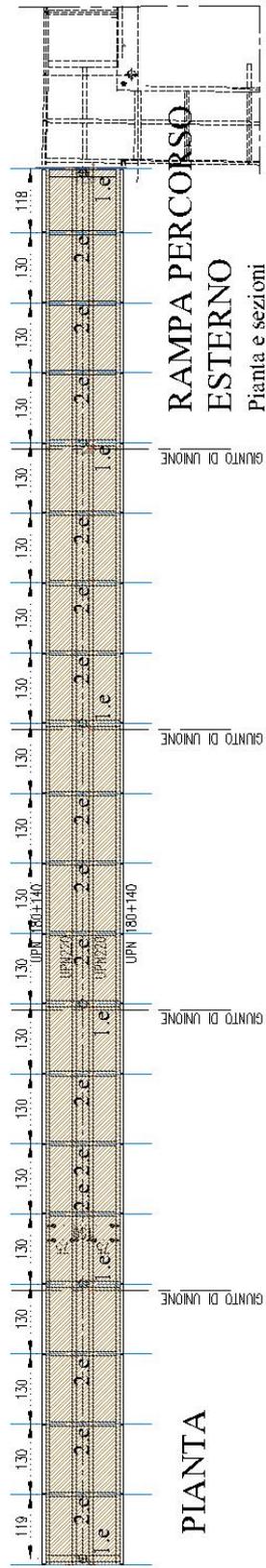
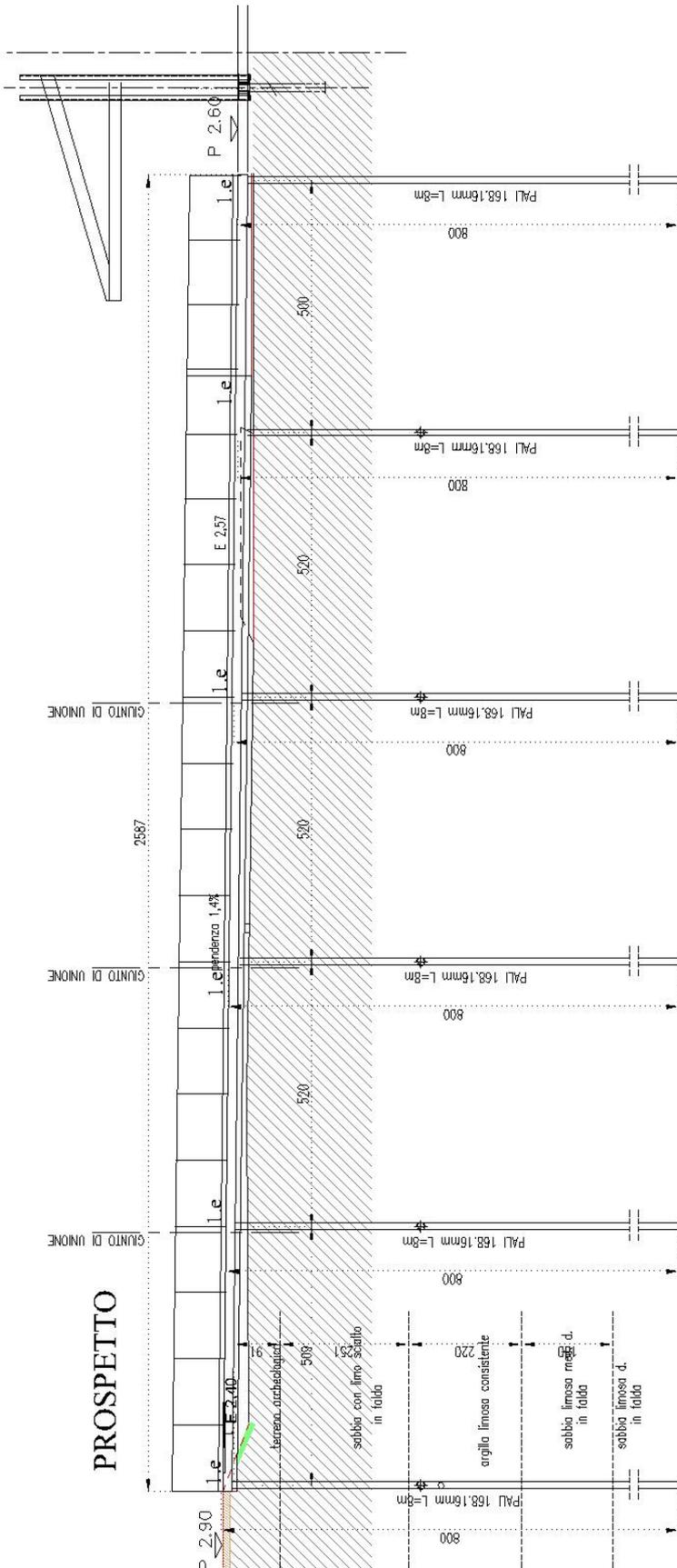
I sistemi di controventamento di parete tra i pilastri riducono la deformabilità globale in caso di sisma del 25% circa. Anche questo sistema potrebbe essere ricalibrato sulla base delle prove. L'inserimento dei controventi di parete comportano qualche concentrazione di sollecitazione su alcuni pali, che hanno richiesto alcuni pali integrativi da calibrare sulla base delle prove preliminari. In altri modelli di calcolo (S1, S2) sono stati considerati gli effetti della presenza dei muretti esistenti e dei muretti nuovi nonché l'interazione con il materiale costipato di riempimento delle fosse di spolio. In tali modelli si è verificato che tale interazione è compatibile con i suddetti materiali e comporta una riduzione della deformabilità laterale dei pali e in definitiva della struttura in caso di sisma, dell'ordine del 35%.

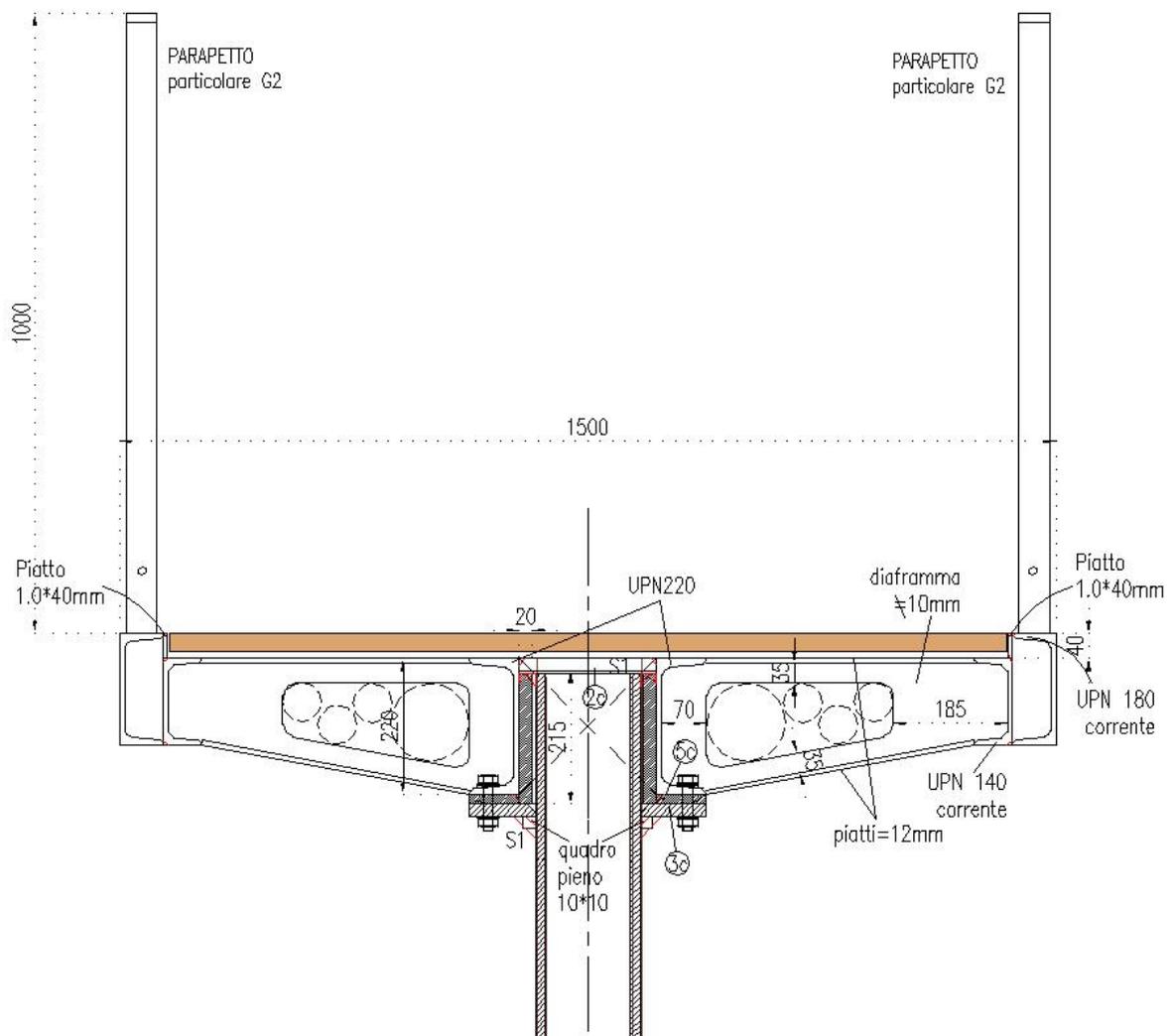
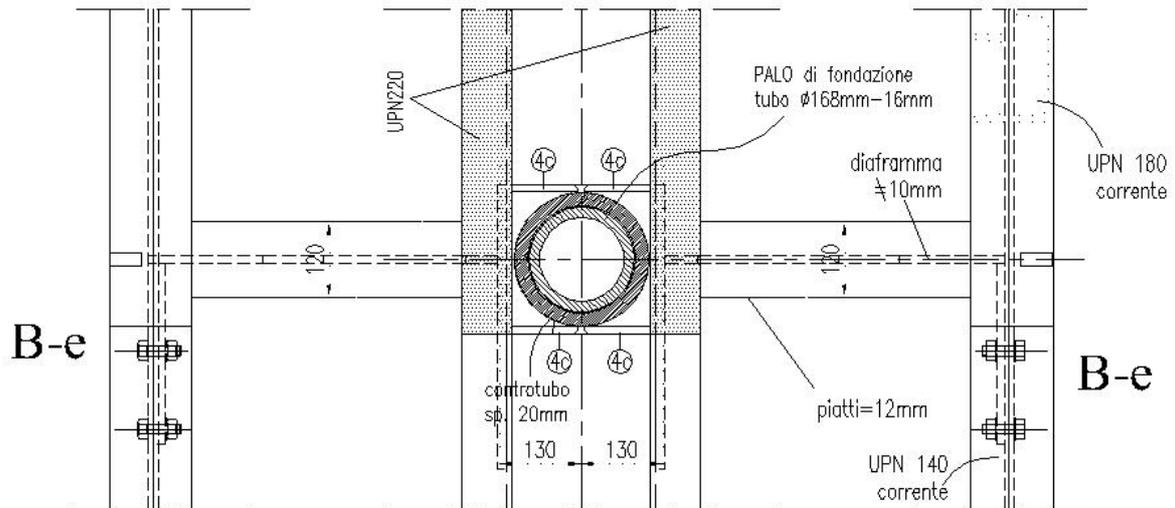
E' stato anche considerato l'effetto della continuità flessionale tra gli elementi in legno (modello S0) delle catene in legno-acciaio e i pilastri in acciaio. Anche tale effetto è compatibile dal punto di vista tensionale con le sezioni e i materiali e comporta un leggero effetto positivo sulla deformabilità globale, che risulterebbe ridotta.

Tutte queste configurazioni di progetto sono state analizzate e verificate e costituiscono i casi limite (del tipo "da cerniera a incastro") all'interno dei quali il comportamento reale può "muoversi" restando verificato. Sulla base delle risposte delle prove di carico preliminari si potrà confrontare e controllare i comportamenti reali e calibrare opportunamente gli elementi e le soluzioni migliorative sopra descritte.

8. RAMPA PERCORSO ESTERNO

Nel seguito si riportano i calcoli semplificati della rampa del percorso esterno che collega la struttura principale, risulta indipendente da altre strutture.





Passerella camminamento

CALCOLO MANUALE DELLE AZIONI SISMICHE

CALCOLO AZIONI SISMICHE PROGETTO Riferita al nuovo DM 14-01-2008

PESO SISMICO DEL livello 1						
QUOTA (m) su p.c. 0,50						
PILASTRI livello 1						
parete N.	L	h	s	gm	ϕ	Gm
	m	m	m	daN/mc	rid.apert	daN
Y1	1,0	0,40	0,02	7850	5,0	251
TOTALE						251 daN
SOLAIO DEL livello 1 SLU						
solaio	L	D	g	$\psi/2i$	q	G+sQ
	m	m	daN/mq		daN/mq	daN
1	21,7	1,4	65	0,60	300	7443
TOTALE						7443,1 daN
TOTALE livello 1						7694,3 daN
Wtot=						7694,3 daN

forze sismiche unitarie
da applicare al
modello

FORZA SISMICA UNITARIA		
daN/m	118,3	118,3
FORZA SISMICA UNITARIA		
daN/mq	115,4	3506,0
Forza sismica TOT.		3624

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Vn=	50 anni
Cu=	1,5
Vr=Vn*Cu	75 anni
Pvr=	10%
Fv=1,35*F0*(ag/g)^2	0,052
Tr=Vr/lg(1-Pvr)	712 anni
ag=	0,122 g
Ss=	1,50
St=	1,00
S=Ss*St	1,5
ζ =	5
μ =	1,000 regolare
Cc=	1,457
T*c=	0,27
Tc=Cc*T*c	0,371
Fo=	2,574
qo=	2*au/a1

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a _s	0,122 g
F _o	2,574
T _r	0,371 s
S _s	1,500
C _c	1,457
S _T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,500
η	1,000
T _a	0,180 s
T _c	0,540 s
T _D	2,088 s

Punti dello spettro di risposta		
T [s]	Se [g]	
0,000	0,183	
0,180	0,471	T _a
0,540	0,471	T _c
0,614	0,414	
0,688	0,370	
0,761	0,334	
0,835	0,305	
0,909	0,280	
0,982	0,259	
1,056	0,241	
1,130	0,225	
1,203	0,211	
1,277	0,199	
1,351	0,188	
1,424	0,178	
1,498	0,170	

au/a1=	1
Se(T)=	0,471
q0=	1,000
1/q=	1,000
Sd(T) CALCOLO=	0,471

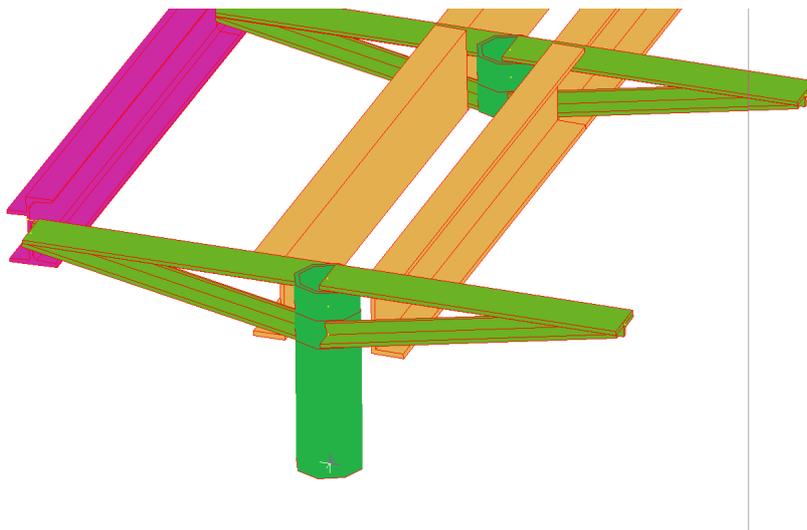
In via cautelativa si è considerato lo spettro di risposta sul tratto orizzontale.

La passerella è sopraelevata rispetto al terreno da un minimo di 30cm ad un massimo di 48cm sul piano di calpestio. I pali a sostegno della passerella sono in numero di 5 e sono previsti profondi 8m.

L'azione sismica sul singolo palo maggiormente caricato risulta di $3624/4=906$ daN.

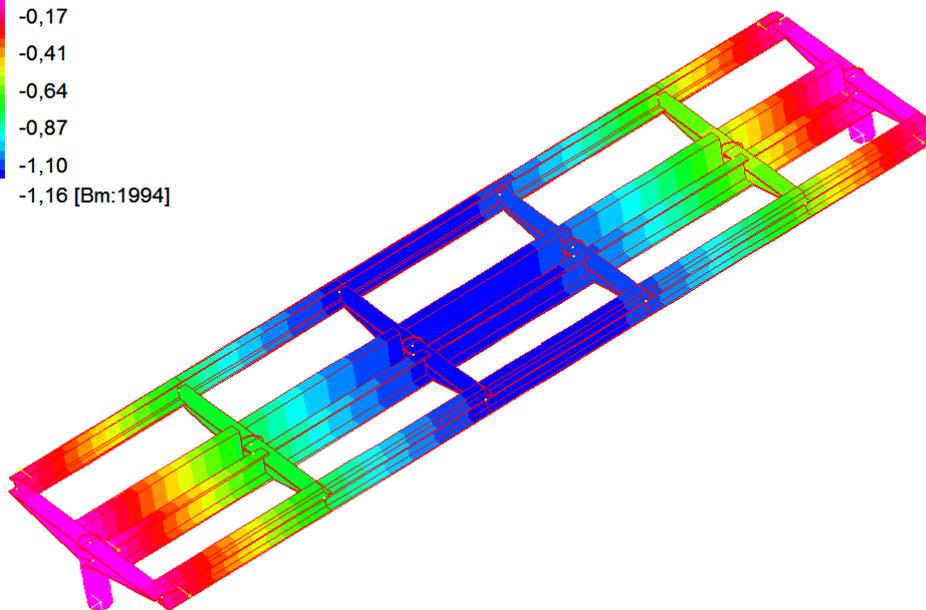
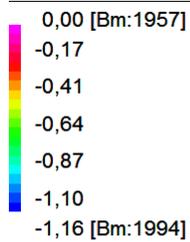
Considerando solo i primi 2 diametri sottoterra $L=25*2=50$ cm

SPINTA PASSIVA SUPERIORE	Kp=	3,00
Fps= $3 \gamma Kp d*L$		2025 daN
Fpd=Fps/1.8=		1125 daN
valore DI PROGETTO resistenza laterale del palo	SULLA LARGEZZA DI 25CM	
	➤	906 ok verificato



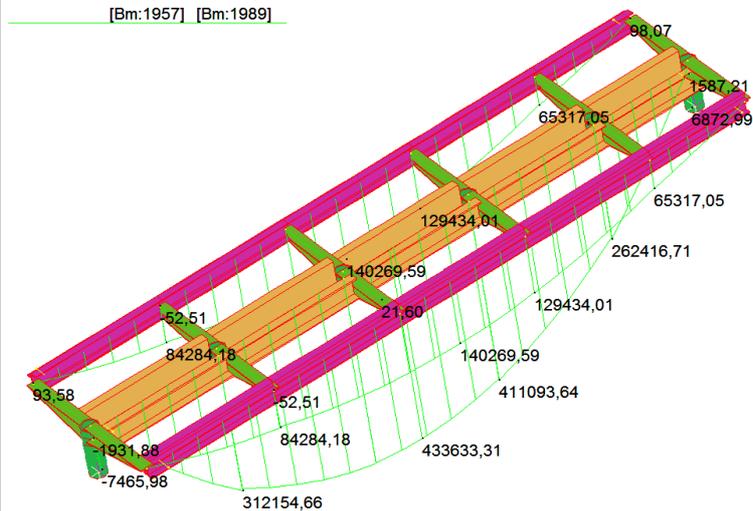
CARICHI ACCIDENTALI SIMMETRICI

Beam Disp:DZ (cm)



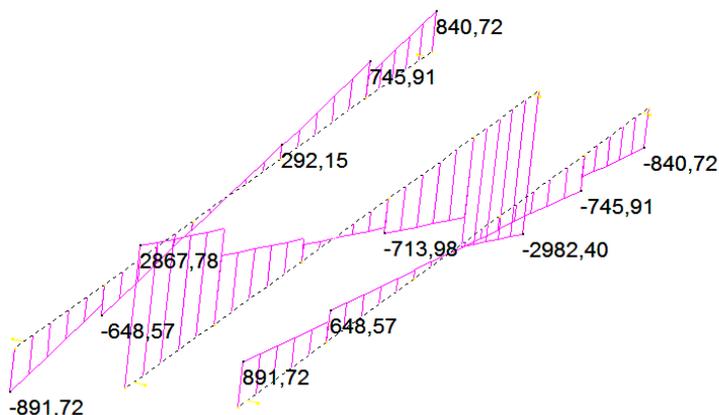
Deformazioni su campata da 6.2m SLE (accidentali simmetrici 500daN/mq)

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-7465,98	433633,31
	[Bm:1957]	[Bm:1989]



Momenti SLU

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2982,40	2867,78
	[Bm:43]	[Bm:39]



Tagli SLU

NODO PASSERELLA RAMPA ESTERNA SU UPN220

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 16 cl.8,8		
FV/2=	3000 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	4	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	750,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	1,57 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ $\gamma M2=$	6028,8	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,12 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=9mm		UPN220
Fx=	3000,00 daN	Azione di taglio
n°=	4,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	750,00 daN	Taglio sul bullone
d=	1,60 cm	diametro
t=	0,90 cm	spessore
A=t*d	1,44 cm ²	
e1=	3,00 cm	
d0=	1,60 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	4300 daN/cm ²	S275
e2=	3,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,63	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2=$	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2=$	7740 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,10 <1	OK verificato

NODO PASSERELLA RAMPA ESTERNA SU UPN180+140

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 16 cl.8,8

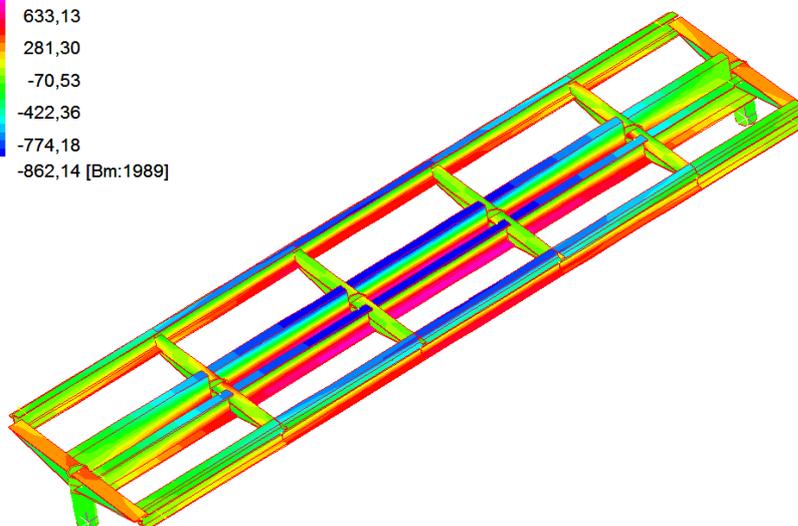
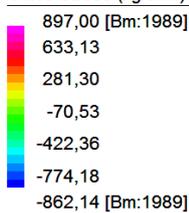
FV/2=	900 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	4	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	225,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	1,57 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2$ =	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ $\gamma M2$ =	6028,8	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,04 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=8mm

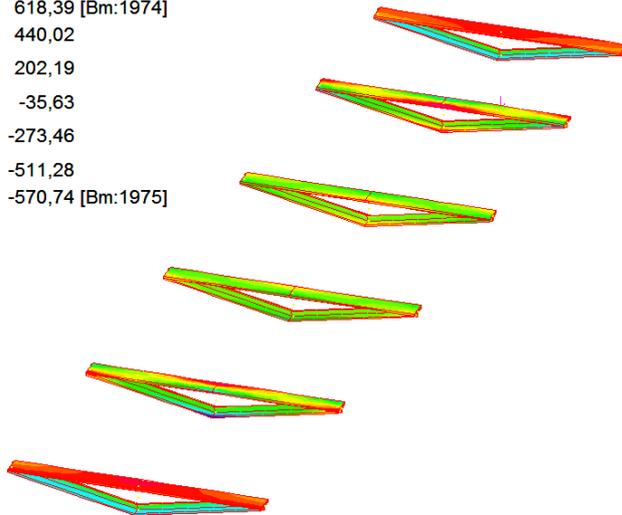
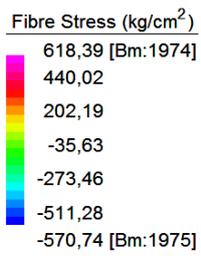
UPN180

Fx=	900,00 daN	Azione di taglio
n°=	4,00	numero bulloni
Ft=Fx/n°	225,00 daN	Taglio sul bullone
d=	1,60 cm	diametro
t=	0,80 cm	spessore
A=t*d	1,28 cm ²	
e1=	3,00 cm	
d0=	1,60 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	4300 daN/cm ²	S275
e2=	3,00 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,63	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2$ =	1,25	
Fb,Rd=k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2$ =	6880 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,03 <1	OK verificato

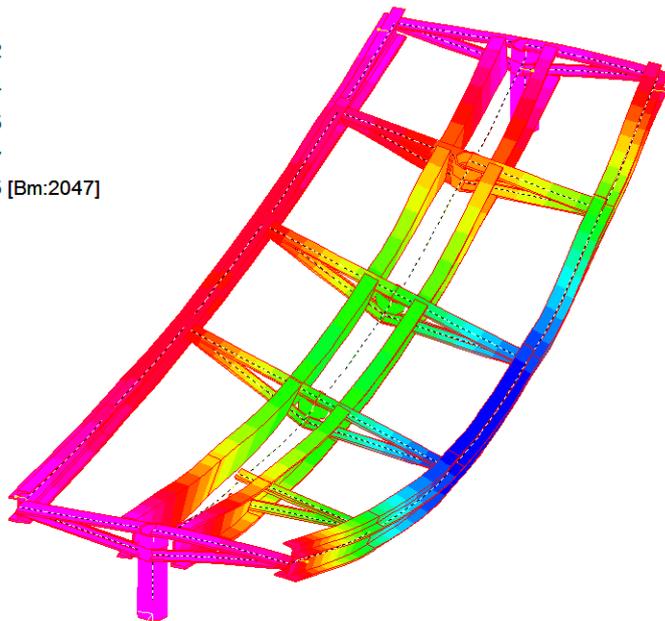
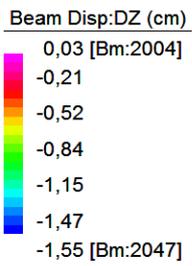
Fibre Stress (kg/cm²)



Stress SLU



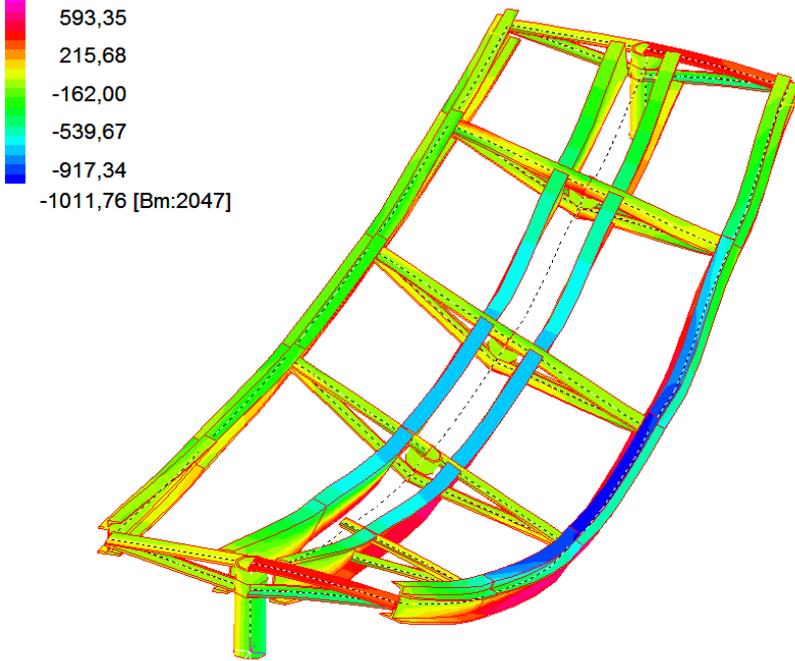
CARICHI ACCIDENTALI SIMMETRICI



Stress SLE (CARICO ASIMMETRICO)

Fibre Stress (kg/cm²)

876,61 [Bm:2046]
593,35
215,68
-162,00
-539,67
-917,34
-1011,76 [Bm:2047]



Stress SLU (CARICO ASIMMETRICO)

LINEAR BUCKLING SOLVER – carico asimmetrico

SOLVER UNITS:

Length: cm

Mass : kg

Force : kgf

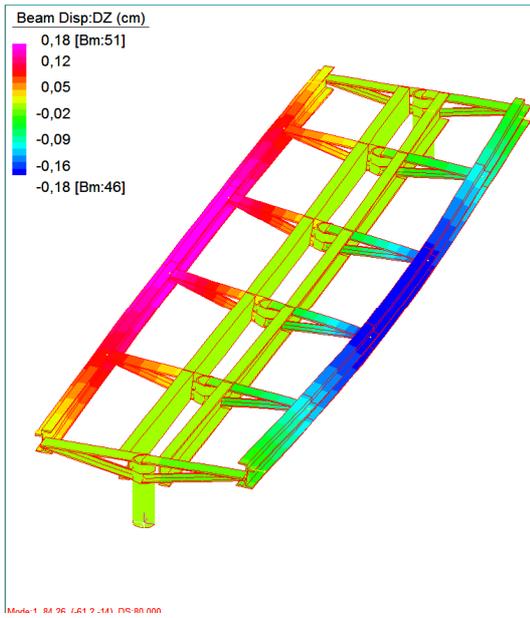
Stress: kg/cm²

FINAL BUCKLING RESULTS

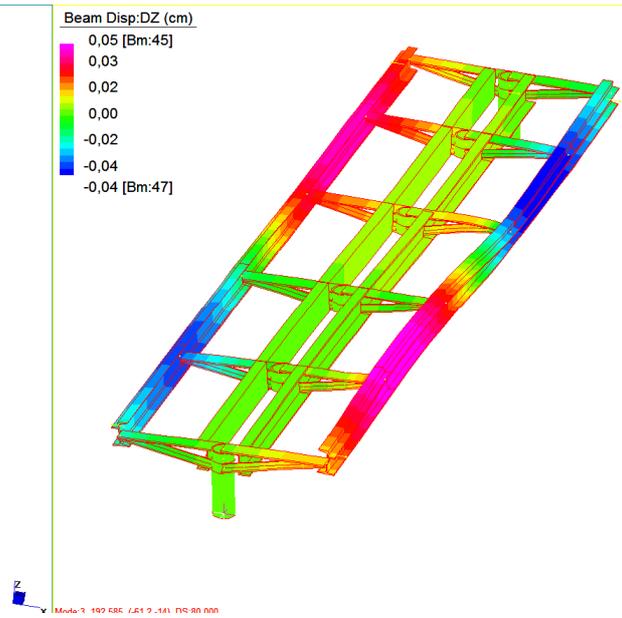
CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 8.42599780E+01
- 2 -1.37003990E+02
- 3 1.92584856E+02
- 4 -2.08787642E+02
- 5 2.12670047E+02
- 6 -2.30901985E+02
- 7 2.44437272E+02
- 8 -2.86221099E+02
- 9 3.73849446E+02
- 10 3.83575999E+02

carichi asimmetrici



1 8.42599780E+01



3 1.92584856E+02

RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Nella progettazione delle strutture dell'edificio in oggetto si seguiranno le disposizioni contenute nei seguenti provvedimenti legislativi:

/1/ LEGGE n. 1086 del 5/11/1971 che disciplina l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

/2/ LEGGE n.64 del 2/02/1974 concernente provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

/3/ D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni sul Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008

/4/ EUROCODICE No 2 design of concrete structures

/5/ EUROCODICE No 3 design of steel structures

/6/ D.M. LL. PP. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e relative istruzioni: Circolare Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

/7/ R. Lancellotta, J. Calavera, Fondazioni, McGraw-Hill, 1999.

/8/ J.E. Bowles, Fondazioni – Progetto e Analisi McGraw-Hill, 1991.

PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

(ai sensi del punto 10.1 d.m. 14-10-2008)

PREMESSA

Il presente piano di manutenzione dell'opera, redatto ai sensi del punto 10.1 d.m. 14-10-2008, è il documento complementare al progetto esecutivo strutturale per **“Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia” –SECONDO STRALCIO.**

Esso ha la finalità di prevedere, pianificare e programmare l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico delle opere oggetto dell'intervento.

Il piano di manutenzione è composto dai seguenti documenti operativi:

- 1 - manuale d'uso
- 2 - manuale di manutenzione
- 3 - programma di manutenzione.

Il presente piano **deve essere aggiornato** al termine dei lavori a cura della direzione lavori con le specifiche dei materiali ed accessori realmente utilizzati, ed integrato con disegni "come costruito".

1. GENERALITÀ

1.1 Inquadramento dell'intervento

Il presente piano di manutenzione fa parte del progetto esecutivo per **“Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia” –SECONDO STRALCIO.**

1.2 Caratteristiche dell'intervento

Dal punto di vista strutturale gli interventi previsti per i fabbricati saranno i seguenti:

1. consolidamento murature
2. nuove murature;
3. realizzazione di pali di fondazione;
4. realizzazione strutture verticali metalliche;
5. realizzazione passerelle metalliche
6. realizzazione coperture in acciaio e legno

1.3 Documenti di riferimento

Sono da considerarsi complementari ed integranti il presente piano di manutenzione delle strutture i seguenti

elaborati:

- Fascicolo adattato dell'opera: contiene informazioni relativamente agli aspetti connessi con la sicurezza:

- 0 • pericoli che possono presentarsi nel corso di lavori di manutenzione;

- 1 • dispositivi e/o provvedimenti programmati per prevenire tali rischi;
- 2 • equipaggiamenti in dotazione dell'opera (riepilogo della documentazione tecnica ed istruzioni per interventi di urgenza).

3

- Relazioni di collaudo e dichiarazioni di corretta e conforme installazione delle diverse unità tecnologiche.

E' compito della direzione lavori l'acquisizione delle relazioni di collaudo, delle specifiche istruzioni di montaggio e delle dichiarazioni di conformità finalizzata alla verifica ed all'aggiornamento dei dati contenuti nel presente piano di manutenzione.

2. MANUALE D'USO

Il manuale d'uso si riferisce all'uso delle parti più importanti del bene; questo contiene l'insieme delle informazioni atte a permettere all'utente di conoscere le modalità di fruizione del bene, nonché tutti gli elementi necessari per limitare quanto più possibile i danni derivanti da un'utilizzazione impropria.

2.1 Opere principali

Le opere principali prevedono:

1. consolidamento murature
2. nuove murature;
3. realizzazione di pali di fondazione;
4. realizzazione strutture verticali metalliche;
5. realizzazione passerelle metalliche
6. realizzazione coperture in acciaio e legno

Avvertenze d'uso

- 1 • La funzionalità delle strutture è garantita dal mantenimento delle stesse in perfetto stato di integrità;
- 2 • in caso di interventi di modifica o manutenzione delle sovrastrutture occorre accertarsi che ne siano mantenute le caratteristiche strutturali e dimensionali.

Le caratteristiche dimensionali delle opere e la loro ubicazione sono illustrate nelle allegate tavole progettuali.

3. MANUALE DI MANUTENZIONE

Si riferisce alla manutenzione delle parti strutturali.

Esso fornisce, in relazione alle caratteristiche dei materiali o dei componenti interessati, le indicazioni necessarie per la corretta manutenzione.

Il manuale di manutenzione contiene le seguenti informazioni:

- 1 - descrizione delle risorse necessarie per l'intervento manutentivo;
- 2 - il livello minimo delle prestazioni;
- 3 - le anomalie riscontrabili ed il tipo di controlli da effettuare;
- 4 - la descrizione delle manutenzioni necessarie.

Si considera un approccio manutentivo di tipo ibrido:

- 1 • di "vita sicura": prevede il mantenimento delle condizioni generali di integrità strutturale per tutta la vita dell'opera, con eventuali attività manutentive di tipo preventivo;
- 2 • a "guasto": l'intervento è conseguente alla perdita di funzionalità del componente in esame, dovuta a danneggiamenti puntuali o rotture (eventi accidentali).

In particolare, per le opere complementari, è utilizzato il criterio di intervento "a guasto", che consiste nella sostituzione degli elementi danneggiati.

Gli interventi di manutenzione vengono decisi in base al raffronto fra le prestazioni offerte dall'elemento in questione, così come sono accertate e rilevate in fase di ispezione, e i livelli minimi di prestazione richiesti per il corretto e funzionale esercizio, tenendo conto della velocità dell'evoluzione del degrado, per ottenere il massimo dell'economia di gestione. Ciò si esplica attraverso le seguenti attività:

- 1 - rilevamento dello stato di conservazione (ispezione);
- 2 - interpretazione dell'evoluzione del degrado rispetto a controlli precedenti (rielaborazione in base ai dati storici);
- 3 - valutazione del livello di degrado raggiunto e del degrado "atteso" ed individuazione delle relative necessità di intervento;
- 4 - programmazione degli interventi di manutenzione.

Nei paragrafi successivi sono descritte per le attività manutentive più ricorrenti le indicazioni tecniche principali.

3.1 Opere strutturali

3.1.1 Fondazioni

CONTROLLI

La realizzazione di fondazioni continue superficiali a travi rovesce gettate su un magrone dello spessore di 10cm entro uno scavo a sezione ristretta non presenta particolari problemi dal punto di vista manutentivo.

L'ispezione del manufatto deve individuare:

- 1 - il controllo dello stato delle armature identificando eventuali fenomeni di corrosione;

2 - il controllo dell'integrità del calcestruzzo;

3 - individuazioni di eventuali fessurazioni o cedimenti che possano rappresentare pericoli per la sicurezza e la incolumità di persone e cose.

MANUTENZIONE

Applicazione di vernici passivanti e sigillatura di eventuali cavillature da ritiro con idoneo materiale.

3.1.2 Strutture in calcestruzzo fuori terra

CONTROLLI

L'ispezione dei manufatti in cls deve individuare e quantificare il livello di degrado raggiunto dalle strutture. In

particolare si rilevano anomalie ricorrenti quali:

1 - Presenza di ruggine

2 - Ripristini ammalorati

3 - Presenza di sali

4 - Porosità del cls

5 - Dilavamento

6 - Presenza di vespai

7 - Rigonfiamenti del cls

8 - Sgretolamento del cls

9 - Lesioni

10 - Permeazione

11 - Stillicidi

12 - Ferri a vista

13 - Distacchi

14 - Lesioni passanti

MANUTENZIONE

In assenza di eventi eccezionali, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale dei calcestruzzi e la verniciatura protettiva degli stessi.

Il primo tipo di intervento consiste nella ricostruzione localizzata dei copriferri eventualmente danneggiati, previa sabbiatura, protezione delle armature esposte e rinvivatura delle superfici.

Il secondo tipo di intervento consiste nella protezione generalizzata del cls, con funzione di rallentare il fenomeno di carbonatazione.

E' compresa nelle operazioni di manutenzione la stuccatura di eventuali lesioni che dovessero manifestarsi sulle strutture in calcestruzzo.

3.1.3 Strutture solai laterocemento e solette in c.a.

CONTROLLI

L'ispezione dei manufatti in cls e laterocemento dei solai deve individuare e quantificare il livello di degrado raggiunto dalle strutture. In particolare si rilevano anomalie ricorrenti quali:

- 1 - Presenza di ruggine
- 2 - Ripristini ammalorati
- 3 - Presenza di sali
- 4 - Porosità del cls
- 5 - Dilavamento
- 6 - Presenza di vespai
- 7 - Rigonfiamenti del cls
- 8 - Sgretolamento del cls
- 9 - Lesioni
- 10 - Permeazione
- 11 - Stillicidi
- 12 - Ferri a vista
- 13 - Distacchi
- 14 - Lesioni passanti

MANUTENZIONE

In assenza di eventi eccezionali, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale dei calcestruzzi e la verniciatura protettiva degli stessi.

Il primo tipo di intervento consiste nella ricostruzione localizzata dei copriferri eventualmente danneggiati, previa sabbiatura, protezione delle armature esposte e ravvivatura delle superfici.

Il secondo tipo di intervento consiste nella protezione generalizzata del cls, con funzione di rallentare il fenomeno di carbonatazione.

E' compresa nelle operazioni di manutenzione la stuccatura di eventuali lesioni che dovessero manifestarsi sulle strutture dei solai.

3.1.4 Strutture in carpenteria metallica

CONTROLLI

L'ispezione delle strutture metalliche è finalizzata a verificare:

- presenza di zone soggette ad aggressione chimica (fenomeni di ossidazione/corrosione);
- integrità delle giunzioni imbullonate;
- integrità delle giunzioni saldate;

- presenza di eventuali cricche/lesioni.

MANUTENZIONE

In assenza di indicazioni specifiche determinate dall'attività ispettiva, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino della vernice superficiale ed il serraggio delle giunzioni imbullonate. La sostituzione dei singoli bulloni a serraggio controllato generalmente non comporta problemi particolari, se i fori presentano un gioco sufficiente per eseguire l'operazione senza difficoltà. In caso contrario, conviene verificare che non sia avvenuto uno scorrimento relativo tra i diversi elementi che fa lavorare i bulloni a taglio, in questo caso il danneggiamento è tale da giustificare una riparazione di tutto il nodo.

3.1.5 Strutture in legno

CONTROLLI

L'ispezione delle strutture lignee è finalizzata a verificare:

- presenza di zone soggette ad aggressione chimica
- integrità delle giunzioni imbullonate;
- presenza di danneggiamenti meccanici,
- presenza di infiltrazioni d'acqua,
- la formazione di condensa.

MANUTENZIONE

In assenza di indicazioni specifiche determinate dall'attività ispettiva, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale attraverso l'uso di impregnanti.

4. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

Al fine di una corretta gestione della struttura gli interventi di manutenzione dovranno seguire delle scadenze e dei programmi temporali.

Il programma di manutenzione si articola in tre sottoprogrammi, relativi alle prestazioni, ai controlli ed agli interventi di manutenzione.

Si prevede un sistema di controlli che aggiorni e verifichi il programma attualmente previsto.

4.1 Sottoprogramma delle prestazioni

Prende in esame le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del suo ciclo di vita.

Si prevede il decadimento delle prestazioni fornite da ciascun elemento nel tempo secondo leggi variabili da opera ad opera ed in funzione dell'aggressività ambientale, dei carichi. Le ispezioni a cadenza periodica rilevano i parametri necessari a definire il livello prestazionale raggiunto dagli elementi in esame ed a definire le eventuali necessità manutentive.

SOTTO PROGRAMMA PRESTAZIONI			
DESCRIZIONE	OGGETTO	PRESTAZIONI RICHIESTE	CICLO DI VITA UTILE (anni)
Opere strutturali	Fondazioni	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in cls armato fuori terra	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in carpenteria metallica	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in legno	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50

4.2 Sottoprogramma controlli sulle strutture

Il sottoprogramma ispezioni definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma.

La maggiore difficoltà che si incontra è stabilire a priori l'andamento nel tempo del degrado delle opere in quanto questo dipende da svariati fattori come la qualità dell'esecuzione e dei materiali, l'intensità delle azioni, sia ambientali (chimico-fisiche) che meccaniche (il traffico), fattori dei quali solo una certa quota parte può essere conosciuta e valutata al momento del progetto.

Il sottoprogramma ispezioni indica quali controlli effettuare e con quale frequenza.

SOTTOPROGRAMMA CONTROLLI				
DESCRIZIONE CONTROLLI O VISITA	ISPETTIVA	APPROFONDITA	VISITA ISPETTIVA DI SORVEGLIANZA	RILIEVO STRUMENTALE
Fondazioni	Controllo, delle condizioni del calcestruzzo; eventuali fenomeni di fessurazioni e carbonatazione	Quinquennale	Triennale	Quinquennale
Strutture in	Controllo dello stato di	Quinquennale	Triennale	Quinquennale

c.a. fuori terra	<p>degrado delle strutture gettate in opera.</p> <p>Controllo di eventuali fenomeni di fessurazioni e carbonatazione nella zona in prossimità delle pareti in c.a. e dei pilastri.</p> <p>Individuazioni di eventuali anomalie che possano rappresentare pericoli per la sicurezza e la incolumità di persone e cose</p>			
Strutture in carpenteria metallica	<p>Controllo della presenza di zone soggette ad aggressione chimica (fenomeni ossidazione/corrosione); integrità delle giunzioni imbullonate;</p> <p>integrità delle giunzioni saldate;</p> <p>presenza di eventuali cricche/lesioni.</p>	Triennale	Annuale	Triennale
Strutture in legno	<p>Controllo della di presenza di zone soggette ad aggressione chimica integrità delle giunzioni imbullonate;</p> <p>presenza di danneggiamenti meccanici,</p> <p>presenza di infiltrazioni d'acqua,</p> <p>formazione di condensa.</p>	Triennale	Annuale	Triennale

4.3 Sottoprogramma manutenzioni

Riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene.

In accordo con l'approccio manutentivo prescelto, le attività sotto-elencate rientrano nei criteri d'intervento "a vita sicura" (con la definizione di intervalli temporali) o "a guasto" (l'intervento è conseguente al danneggiamento dell'elemento considerato).

SOTTOPROGRAMMA MANUTENZIONI			
DESCRIZIONE	TIPOLOGIA INTERVENTO	PROGRAMMAZIONE	ESTENSIONE INTERVENTO
Fondazioni	Eventuali interventi di ripristino strutturale e sigillatura di eventuali fessure con idoneo materiale plastico	Occorrenza	Parti degradate
Strutture in c.a. fuori terra	Eventuali interventi di ripristino strutturale e sigillatura di eventuali fessure con idoneo materiale plastico	Occorrenza	Parti degradate
Strutture in carpenteria metallica	Applicazione di vernici antiossidanti	Occorrenza	Parti degradate
Strutture in legno	Applicazione di vernici antiossidanti eventuale sostituzione di parti degradate	Occorrenza	Parti degradate

IL COMMITTENTE

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

IL DIRETTORE DEI LAVORI

ALLEGATI PROVE ESEGUITE SULLA STRUTTURA PER IL PRIMO LOTTO



4 EMME Service S.p.A.

Prove in Sito - Laboratorio Prove Materiali

Sede legale: Via L. Zuegg, 20 - 39100 Bolzano - ITALY

Tel. 0471/543111 - Fax 0471/543110 - 4emme@legalmail.it - www.4emme.it

Sistema Qualità ISO 9001:2008 certificato RINA nr. 6441/01/S

PROVE DI CARICO STATICHE SU PALI DI FONDAZIONE *CANTIERE FONDO COSSAR* AQUILEIA

PROVE n° 4005-4006 /TV

14 settembre 2017

Committente : **Brenelli Costruzioni S.r.l.**

Relatore : **geom. Davide Lo Vetro**



RIF.: TV/ 168-17

Orsago (TV), 9 ottobre 2017

C.F./P.I. IT 01288130212

Cap. Soc. 500.000,00 Euro

R.E.A. - BZ 111601

CASSA CENTRALE RAIFFEISEN BZ IT49 B 03493 11600 000300027138

Bologna 051-6346808
Bolzano 0471-543111
Cagliari 070-490732
Como 031-305253

Firenze 055-461000
Genova 010-586195
Milano 02-40092545
Modena 059-395414

Padova 049-8020707
Palermo 091-6703629
Piacenza 0523-755849
Roma 06-71546992

Torino 011-7706023
Treviso 0438-990200
Verona 045-8004278

Laboratori Autorizzati
Bolzano 0471-543111
Milano 02-40092545

INDICE

1. PREMESSA	pag. 2
2. DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE	pag. 2
3. PALO OGGETTO DELLA PROVA	pag. 4
4. PROVA- (4005/TV)	pag. 5
4.1 Metodologia di prova	pag. 5
4.2 Risultati	pag. 6
5. PROVA-(4006/TV)	pag. 9
4.1 Metodologia di prova	pag. 9
4.2 Risultati	pag. 10

1 PREMESSA

La Società **4 EMME Service S.p.a.** è stata incaricata dall' impresa **Brenelli Costruzioni S.r.l.** di eseguire una prova di carico statico su un micropalo di fondazione e una prova a spinta laterale presso il vostro cantiere sito in **Via Stazione, Aquileia(UD)**.

Le modalità di esecuzione delle prove, l'entità dei carichi da applicare e le posizioni di misura, sono state preventivamente concordate con il Committente e la Direzione Lavori.

La prova è stata eseguita in data **14 settembre 2017**.

All' esecuzione della prova hanno assistito:

Dott.	Luca Brenelli	Impresa Brenelli Costruzioni S.r.l.
Ing.	Marino Del Piccolo	Progettista
Ing.	Andrea Di Santolo	Collaudatore

e per la **4 EMME Service S.p.a.**:

Ing.	Thomas Pavan
geom.	Davide Lo Vetro

2 DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE

Per la misura delle deformazioni è stata utilizzata un'unità di acquisizione costituita da:

WaveBook

- unità computerizzata di registrazione delle deformazioni WaveBook Mod. IoTech;
- trasduttori potenziometrici di spostamento;
- personal computer con software d'elaborazione **4 EMME Service S.p.a.**.



Unità di acquisizione Data Shuttle



Trasduttori di spostamento

Trasduttori di spostamento

Per la misura degli abbassamenti del palo di prova sono stati utilizzati n° 3 trasduttori di spostamento montati su un telaio metallico di riferimento con appoggi ad una distanza opportuna dal palo di prova. La catena di misura, sensore-cavo-unità, comporta un errore massimo pari a $\pm 1\%$.

I sensori impiegati hanno le seguenti caratteristiche:

escursione	50-100 mm
resistenza nominale	5kOhm
sensibilità	0,002 mm
linearità	99,6 %

Per la prova sono stati usati i seguenti trasduttori di spostamento potenziometrici:

- P.1 – P.2 – P.3.

Tutti gli strumenti vengono periodicamente verificati dal Laboratorio Tarature della 4 *EMME Service S.p.a.* come previsto dalla procedura 7.6 "Gestione degli Strumenti" del Manuale di Qualità.

Manometro di precisione

Per la misura della pressione erogata è stato collegato al circuito oleodinamico un manometro di precisione avente le seguenti caratteristiche:

<i>Tipo</i>	<i>Manometro digitale</i>
<i>Costruttore</i>	<i>AEP Transducers</i>
<i>Tipo</i>	<i>DFP – n° 700660</i>
<i>Campo di misura</i>	<i>0 ÷ 700 bar</i>
<i>Risoluzione</i>	<i>$\pm 0,1$ bar</i>

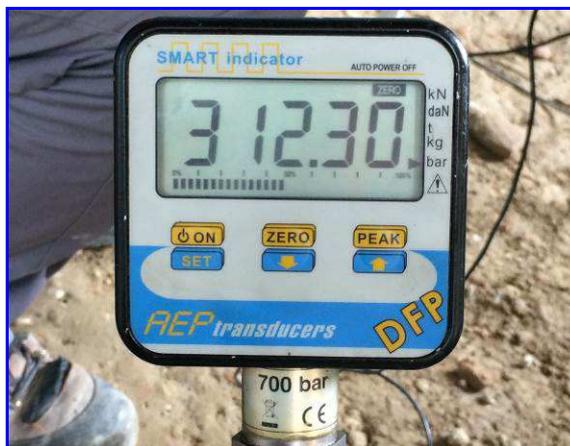
La forza applicata è stata misurata in modo indiretto, nota la pressione e la sezione a spinta del martinetto.

Centralina oleodinamica

Si tratta di una centralina oleodinamica con pompa a pistoncini dotata di pressostato elettronico in grado di compensare eventuali variazioni di pressione causate da effetti termici, compensazioni delle deformazioni della struttura, ecc..



Centralina oleodinamica



Manometro di precisione

Martinetto oleodinamico

È stato utilizzato un martinetto oleodinamico a spinta aventi le seguenti caratteristiche:

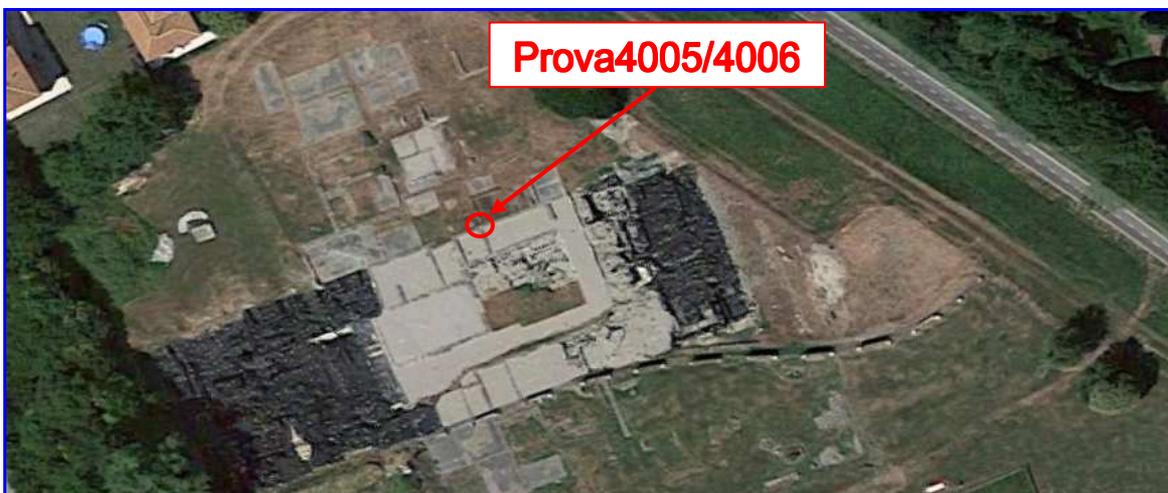
- Sezione di spinta 153,9 cm²;
- Altezza del martinetto 370 mm;
- Altezza massima dello stelo 150 cm;
- Diametro esterno del martinetto 180 mm;
- Diametro esterno dello stelo 100 mm;
- Spinta massima del martinetto 900 kN.

3 PALO OGGETTO DELLA PROVA

Le prove sono state eseguite su un Micropalo iniettato di fondazione tipo TITAN, incamiciati per i primi 6 m. con tubo metallico.

Aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

- lunghezza 15,0 m
- diametro esterno armatura 168,3 mm.



Vista generale della prova

4 PROVA-(4005/TV)

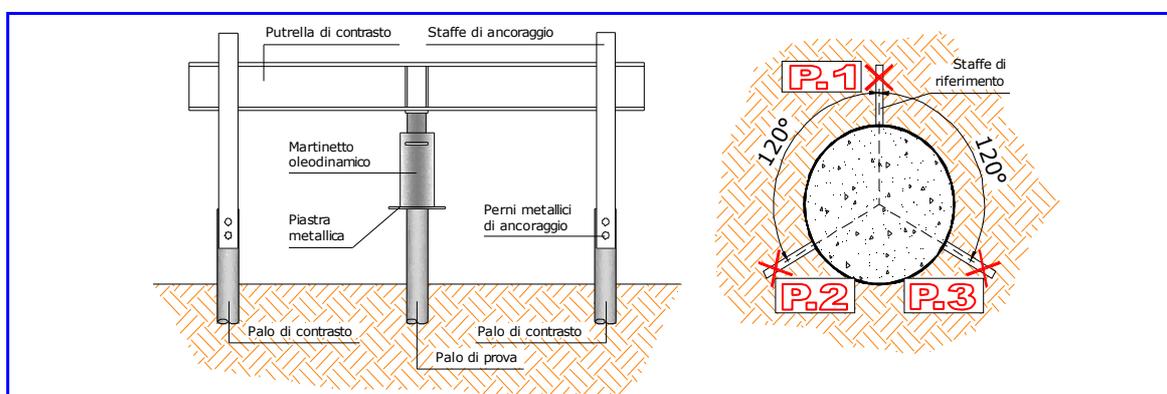
4.1 Metodologia di prova

La prova a compressione è stata condotta in riferimento alla Norma Tecnica CNR n°191 del 22 dicembre 1999.

Prima di procedere al posizionamento del martinetto è stata sistemata sulla testa dei pali una piastra metallica in modo da creare una superficie piana e orizzontale tale da assicurare la massima verticalità del carico.

Il contrasto del martinetto è stato realizzato con una putrella metallica opportunamente dimensionata e collegata ai pali TITAN adiacenti.

Per le misure dei cedimenti del palo di prova sottoposto a compressione sono stati utilizzati n° 3 sensori centesimali posizionati a 120° e fissati ad un telaio rigido realizzato con delle putrelle.



Schema tipo di prova e disposizione dei sensori sul palo soggetto a compressione.

Per la prova è stato eseguito un ciclo di carico e scarico, realizzando le seguenti fasi:

Fasi di carico:	kN	Registrazione misure
CICLO DI PRE-CARICO (verifica della centratura del martinetto)		
0%	0	Azzeramento sensori
10% del C.E.	26,1	Registrazione misure
scarico	0	Registrazione misure
0%	0	Azzeramento sensori
25% del C.E.	63,1	0'-2'-5'-10'-15'-20'-30'
50% del C.E.	126,1	0'-2'-5'-10'-15'-20'-30'
75% del C.E.	189,17	0'-2'-5'-10'-15'-20'-30'
100% del C.E.	252,2	0'-2'-5'-10'-15'-20'-30'
125% del C.E.	315,3	0'-2'-5'-10'-15'-20'-30'
150% del C.E.	378,3	0'-2'-5'-10'-15'-20'-30'
100% del C.E.	252,2	0'-2'-5'-10'-15'
50% del C.E.	126,1	0'-2'-5'-10'-15'
scarico		0'-2'-5'-10'-15'-20'-30'

4.2 Risultati

PRE- CARICO			S E N S O R I (m m)				TIME H:min
Fase (%)	Pressione (bar)	kN	P.1	P.2	P.3	Media	
0	0,0	0,0	Azzeramento sensori				10:30
10	17,0	26,1	0,03	0,06	0,03	0,040	10:31
10	17,0	26,1	0,03	0,07	0,04	0,047	10:33
scarico			0,01	0,02	0,00	0,010	10:34

CARICO/SCARICO			S E N S O R I (m m)				TIME H:min
Fase (%)	Pressione (bar)	kN	P.1	P.2	P.3	Media	
Azzeramento			0,00	0,00	0,00	0,000	10:08
25	41,0	63,1	0,07	0,12	0,09	0,093	10:36
25	41,0	63,1	0,09	0,14	0,09	0,107	10:38
25	41,0	63,1	0,09	0,14	0,09	0,107	10:41
25	41,0	63,1	0,09	0,14	0,09	0,107	10:46
25	41,0	63,1	0,09	0,14	0,09	0,107	10:51
25	41,0	63,1	0,09	0,13	0,10	0,107	10:56
25	41,0	63,1	0,09	0,14	0,09	0,107	11:06
50	82,0	126,1	0,22	0,35	0,22	0,263	11:06
50	82,0	126,1	0,22	0,35	0,23	0,267	11:08
50	82,0	126,1	0,22	0,35	0,23	0,267	11:11
50	82,0	126,1	0,23	0,35	0,23	0,270	11:16
50	82,0	126,1	0,23	0,35	0,24	0,273	11:21
50	82,0	126,1	0,23	0,35	0,24	0,273	11:26
50	82,0	126,1	0,24	0,35	0,25	0,280	11:36
75	123,0	189,2	0,45	0,59	0,44	0,493	11:36
75	123,0	189,2	0,47	0,60	0,46	0,510	11:38
75	123,0	189,2	0,48	0,63	0,46	0,523	11:41
75	123,0	189,2	0,50	0,64	0,46	0,533	11:46
75	123,0	189,2	0,51	0,65	0,48	0,547	11:51
75	123,0	189,2	0,53	0,67	0,49	0,563	11:56
75	123,0	189,2	0,54	0,67	0,50	0,570	12:06
100	164,0	252,2	0,83	0,97	0,78	0,860	12:06
100	164,0	252,2	0,88	0,99	0,83	0,900	12:08
100	164,0	252,2	0,98	1,08	0,87	0,977	12:11
100	164,0	252,2	0,99	1,09	0,87	0,983	12:16
100	164,0	252,2	1,00	1,10	0,88	0,993	12:21
100	164,0	252,2	1,00	1,11	0,89	1,000	12:26
100	164,0	252,2	1,01	1,11	0,89	1,003	12:36
125	205,0	315,3	1,41	1,48	1,24	1,377	12:37
125	205,0	315,3	1,46	1,53	1,28	1,423	12:39
125	205,0	315,3	1,54	1,61	1,36	1,503	12:42

125	205,0	315,3	1,55	1,65	1,38	1,527	12:47
125	205,0	315,3	1,57	1,64	1,38	1,530	12:52
125	205,0	315,3	1,58	1,66	1,39	1,543	12:57
125	205,0	315,3	1,59	1,68	1,40	1,557	13:07
150	246,0	378,3	2,04	2,13	1,85	2,007	13:08
150	246,0	378,3	2,13	2,21	1,92	2,087	13:10
150	246,0	378,3	2,21	2,28	1,97	2,153	13:13
150	246,0	378,3	2,23	2,31	2,01	2,183	13:18
150	246,0	378,3	2,26	2,35	2,04	2,217	13:23
150	246,0	378,3	2,28	2,37	2,05	2,233	13:28
150	246,0	378,3	2,29	2,39	2,05	2,243	13:38
100	164,0	252,2	1,84	1,99	1,70	1,843	13:40
100	164,0	252,2	1,83	1,97	1,69	1,830	13:42
100	164,0	252,2	1,83	1,97	1,69	1,830	13:45
100	164,0	252,2	1,82	1,96	1,68	1,820	13:50
100	164,0	252,2	1,82	1,96	1,68	1,820	13:55
50	82,0	126,1	1,30	1,42	1,17	1,297	13:56
50	82,0	126,1	1,27	1,41	1,17	1,283	13:58
50	82,0	126,1	1,26	1,40	1,16	1,273	14:01
50	82,0	126,1	1,25	1,40	1,16	1,270	14:06
50	82,0	126,1	1,25	1,40	1,15	1,267	14:11
	Scarico		0,38	0,47	0,32	0,390	14:12
	Scarico		0,34	0,45	0,29	0,360	14:14
	Scarico		0,33	0,44	0,27	0,347	14:17
	Scarico		0,32	0,43	0,26	0,337	14:22
	Scarico		0,31	0,42	0,25	0,327	14:27
	Scarico		0,30	0,41	0,24	0,317	14:32
	Scarico		0,30	0,40	0,24	0,313	14:42

Tabella riassuntiva dei risultati	
Carico di esercizio applicato (C.E.)	252,2 kN
Carico di prova applicato (C.P. = 1,50 x C.E.)	378,3 kN
Cedimento medio al C.E. [(P.1+P.2 +P.3)/3]	1,003 mm
Cedimento medio al C.P. [(P.1+P.2+P.3)/3]	2,243 mm
Cedimento medio allo scarico [(P.1+P.2+P.3)/3]	0,313 mm
Residuo percentuale	13,9 %

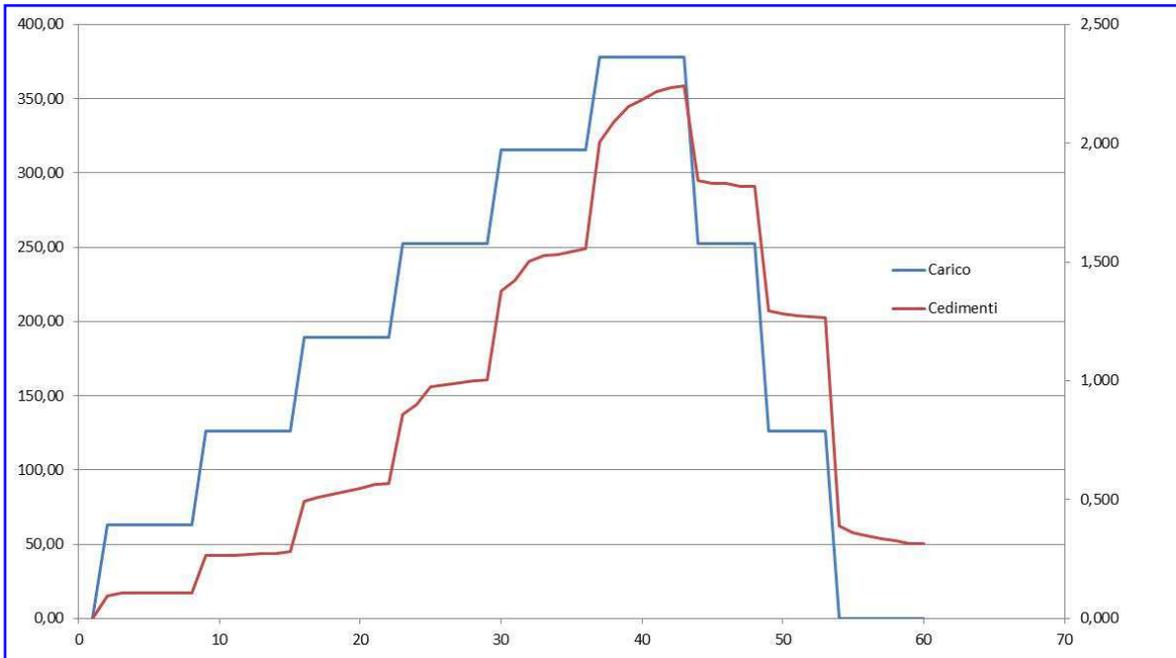


Diagramma Carico-Cedimenti-Tempo

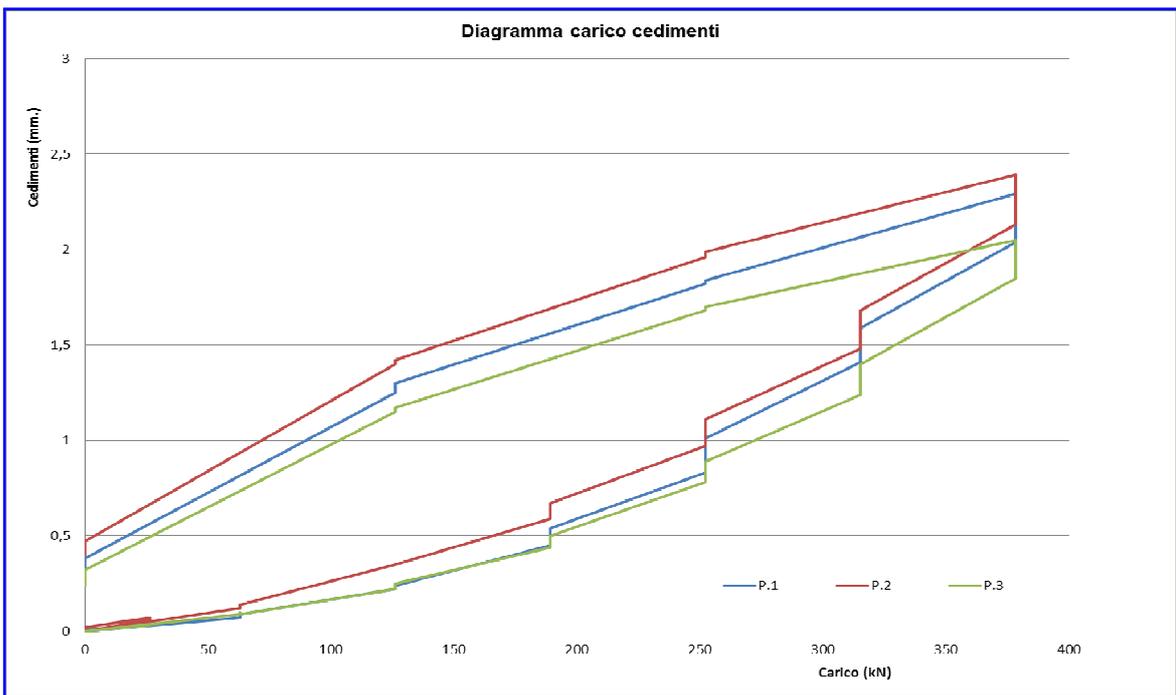


Diagramma Carico-Cedimenti

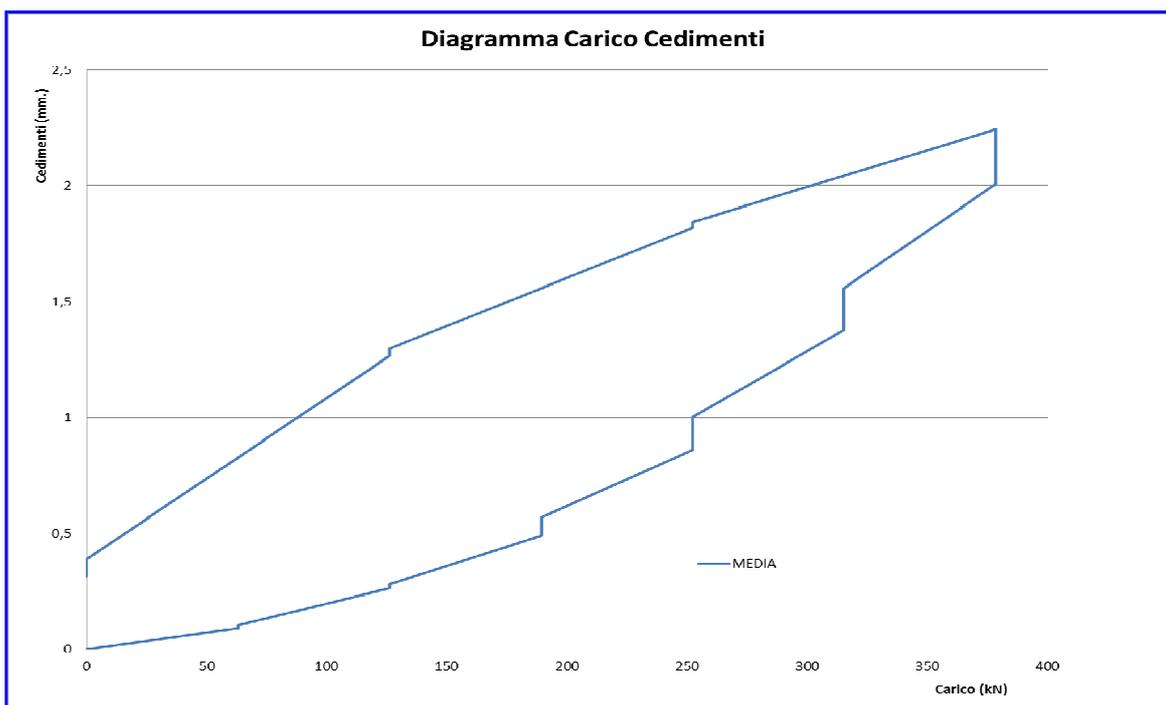


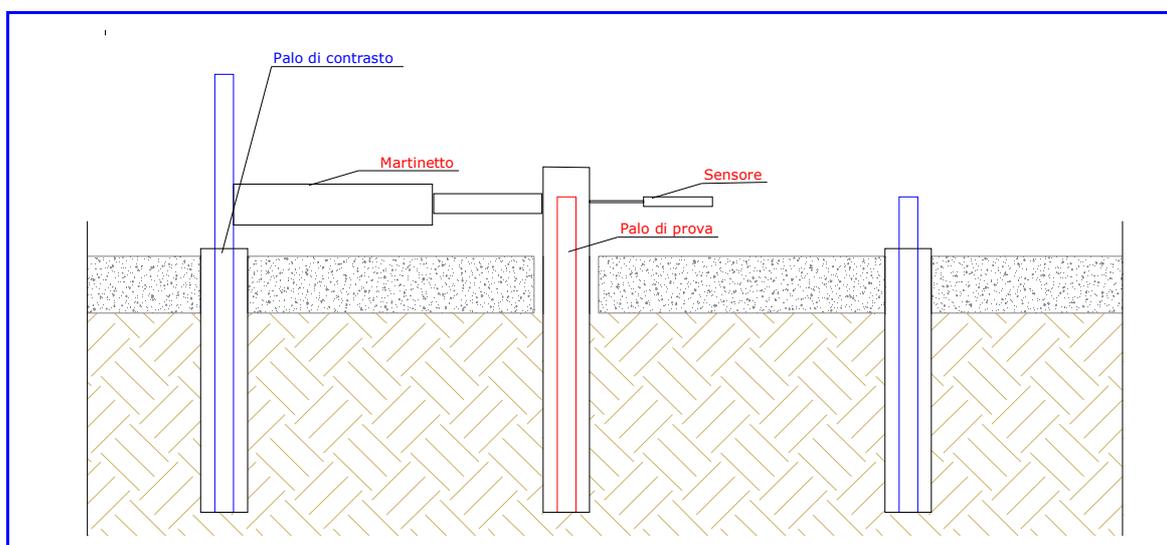
Diagramma Carico-Cedimenti della media dei sensori

5 PROVA-(4006/TV)

4.1 Metodologia di prova

La prova spinta laterale è stata realizzata posizionando un martinetto Tipo Z in sommità della camicia del palo di prova, per il contrasto del martinetto è utilizzato il palo TITAN adiacente impiegato per la precedente prova di compressione.

Per le misure dei cedimenti del palo di prova sottoposto a spinta laterale è stato utilizzato un unico sensore centesimale posizionati orizzontalmente in asse al palo e fissato ad un telaio rigido realizzato con delle putrelle.



Schema tipo di prova e disposizione dei sensori sul palo soggetto a spinta.

Martinetto Tipo Z

È stato utilizzato un martinetto oleodinamico a spinta aventi le seguenti caratteristiche:

- Sezione di spinta 38,5 cm²;
- Spinta massima del martinetto 150 kN.
- Diametro esterno del martinetto 120 mm;
- Diametro esterno dello stelo 70 mm;

Per la prova è stato eseguito un ciclo di carico e scarico, realizzando le seguenti fasi:
Azzeramento sensori

1^a Fase: carico 9,42 – 18,85 kN – scarico;

2^a Fase: carico 9,42 – 18,85 – 28,27 – 37,70 kN – Scarico a fasi inverse;

3^a Fase: carico 9,42 – 18,85 – 28,27 – 37,70 – 47,12, – 56,69 – 65,97 – 102,10 kN – Scarico a fasi inverse;

4^a Fase: carico 9,42 – 18,85 – 28,27 – 37,70 – 47,12 kN – Scarico a fasi inverse;
Scarico totale.

4.2 Risultati

CARICO			SENSORE (mm)	TIME H:min
Fase	Pressione (bar)	kN		
1	0,0	0,0	Azzeramento	14:58
1	12,0	9,4	0,33	14:52
1	24,0	18,8	0,80	14:54
1	0,0	0,0	0,13	14:56
1	0,0	0,0	0,12	14:58
2	0,0	0,0	Azzeramento	15:00
2	12,0	9,4	0,39	15:01
2	24,0	18,8	0,87	15:02
2	36,0	28,3	1,26	15:04
2	48,0	37,7	2,47	15:06
2	24,0	18,8	2,40	15:07
2	0,0	0,0	0,48	15:08
2	0,0	0,0	0,37	15:09
3	0,0	0,0	Azzeramento	15:11
3	12,0	9,4	0,56	15:12
3	24,0	18,8	1,42	15:14
3	36,0	28,3	1,88	15:16
3	48,0	37,7	2,54	15:18
3	60,0	47,1	5,08	15:20
3	72,0	56,5	9,05	15:21
3	76,0	59,7	10,73	15:22
3	84,0	66,0	13,98	15:28
3	84,0	66,0	14,95	15:40
3	84,0	66,0	15,35	15:42
3	84,0	66,0	15,79	15:44
3	130,0	102,1	29,48	15:46
3	0,0	0,0	7,90	15:48

3	0,0	0,0	7,58	15:51
3	0,0	0,0	7,58	15:54
4	0,0	0,0	Azzeramento	16:00
4	12,0	9,4	1,05	16:02
4	24,0	18,8	5,22	16:04
4	36,0	28,3	9,60	16:06
4	48,0	37,7	13,55	16:08
4	60,0	47,1	16,84	16:10
4	24,0	18,8	12,56	16:12
Scarico			0,26	16:14

Tabella riassuntiva dei risultati	
Carico di prova applicato C.P.	102,1 kN
Cedimento al carico di prova (fase 3)	29,48 mm
Cedimento allo scarico (fase 3)	7,58 mm
Residuo percentuale (fase 3)	25,7 %

Orsago (TV), 9 ottobre 2017

Il relatore
geom. Davide Lo Vetro

4 EMME Service S.p.a.
Il Direttore del Centro di Treviso
dott. Dario Altinier



4 EMME Service S.p.A.

Prove in Sito - Laboratorio Prove Materiali

Sede legale: Via L. Zuegg, 20 – 39100 Bolzano - ITALY

Tel. 0471/543111 - Fax 0471/543110 - 4emme@legalmail.it - www.4emme.it

Sistema Qualità ISO 9001:2008 certificato RINA nr. 6441/01/S

PROVA DI VERIFICA

PILASTRO IN ACCIAIO

FONDO COSSAR – AQUILEIA (UD)

PROVA N. 4023/TV

2 ottobre 2017

Committente : **CP Costruzioni S.r.l.**

Relatore : **ing. Thomas Pavan**



Pilastro oggetto di prova

RIF. TV/178-17

Orsago (TV), 19 dicembre 2017

C.F./P.I. IT 01288130212

Cap. Soc. 500.000,00 Euro

R.E.A. - BZ 111601

CASSA CENTRALE RAIFFEISEN BZ IT49 B 03493 11600 000300027138

Bologna 051-6346808
Bolzano 0471-543111
Cagliari 070-490732
Como 031-305253

Firenze 055-461000
Genova 010-586195
Milano 02-40092545
Modena 059-395414

Padova 049-8020707
Palermo 091-6703629
Piacenza 0523-755849
Roma 06-71546992

Torino 011-7706023
Treviso 0438-990200
Verona 045-8004278

Laboratori Autorizzati
Bolzano 0471-543111
Milano 02-40092545

INDICE

1. Premessa	pag. 2
2. Descrizione della strumentazione	pag. 3
3. Metodologia di prova	pag. 6
4. Punti di misura	pag. 9
5. RISULTATI	pag. 14

1. Premessa

La Società 4 EMME Service S.p.a. specializzata nell'esecuzione di prove sperimentali su strutture in sito, è stata incaricata dalla **CP Costruzioni S.r.l.** di eseguire dei test di verifica su un pilastro metallico presso il cantiere per gli interventi di valorizzazione e musealizzazione del "Fondo Cossar" in via della stazione ad Aquileia (UD).

La metodologia di prova e le posizioni dei punti da monitorare sono state preventivamente concordate con la Committenza.

La prova è stata eseguita il giorno 2 ottobre 2017.

All'esecuzione delle prove hanno assistito:

ing. Andrea Di Santolo	Collaudatore
ing. Marino Del Piccolo	Progettista
ing. Alessandro Luci	CP Costruzioni S.r.l.

e per la 4 EMME Service S.p.a.:

ing. Thomas Pavan
geom. Davide Lo Vetro
geom. Silvio Sartor

2. Descrizione della strumentazione

Collaudatore GS03 e sensori inclinometrici

Per misurare la deformata verticale del pilastro durante le fasi di prova sono stati installati n°3 sensori inclinometrici collegati ad una unità di registrazione delle deformazioni denominata GS03.



Unità di acquisizione GS03



Sensore inclinometrico

I sensori inclinometrici utilizzati hanno le seguenti caratteristiche:

escursione	$\pm 3,5^\circ$ in gradi sessagesimali
sensibilità	$\pm 0,001^\circ$
linearità	96,0 %

Wave Book E16 e sensori potenziometrici

L'unità di acquisizione mod. IoTech WaveBook E16 è un dispositivo di conversione analogico digitale a 16 bit che, una volta collegato ad un PC, consente la visualizzazione e la registrazione in continuo dei segnali provenienti da n°8 ingressi analogici + n°8 ingressi digitali. Il sistema è in grado di campionare contemporaneamente con frequenze da 0,2 a 10000 Hz ciascuno dei n°16 canali.



Unità WaveBook E16



Sensore potenziometrico

I sensori potenziometrici utilizzati hanno le seguenti caratteristiche.

escursione	50 – 100 mm
sensibilità	$\pm 0,002$ mm
linearità	99,6 %

La catena di misura, sensore–cavo–unità, comporta un errore massimo pari a $\pm 1\%$.

Acquisitore P5000 e sensori estensimetrici

L'acquisitore computerizzato Vishay System 5000 Mod. 5100B Scanner è dotato di 4 schede da 5 canali per un totale di 20 canali ed è interfacciabile con massimo altri 60 scanner per un totale di 1.200 canali

Consente la scansione e la digitalizzazione dei dati di 20 canali entro 1 ms con convertitore A/D a 16 bit; velocità di scansione: 1 ms/scan; tipicamente 10 scan completi al secondo.

estensimetri elettrici Vishay mod. 062LW-120.

Sono stati applicati complessivamente n°4 estensimetri resistivi monodirezionali Vishay:

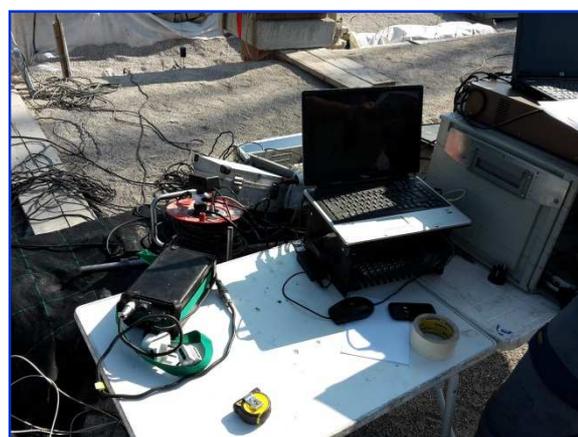
modello	062LW-120
resistenza	120,0 \pm 0,6% ohm
gage factor	+1,2 \pm 0.2
collegamento	quarto di ponte



Acquisitore 5100B Scanner



Estensimetro a quarto di ponte



Postazione di acquisizione

Sistema di applicazione dei carichi

Per l'applicazione del carico è stato utilizzato un martinetto oleodinamico tipo A1 collegato ad una pompa manuale e contrastato ad un mezzo d'opera.

Martinetto tipo A1 : sezione 15,6 cm² ; lunghezza stelo: 60 cm



Martinetto e cella di carico

Per la misura del carico applicato è stata utilizzata una cella di carico avente le seguenti caratteristiche:

Strumento a funzionamento estensimetrico che, collegato ad un personal computer, consente di visualizzare e memorizzare in continuo il valore della forza applicata. Lo strumento è stato montato sullo stelo di uno dei martinetti oleodinamici utilizzati per l'applicazione del carico.

La cella di carico utilizzata ha le seguenti caratteristiche:

escursione	$\pm 250 \text{ kN}$
sensibilità	$\pm 10 \text{ daN}$
linearità	96,0 %

La catena di misura, strumento– cavo–unità, comporta un errore massimo pari a $\pm 1,5\%$.



Cella di carico



Visualizzazione forza – UAD3

Tutti gli strumenti vengono periodicamente verificati dal Laboratorio Tarature della 4 EMME Service S.p.a.. come previsto dalla procedura 7.6 “Gestione degli Strumenti” del Manuale di Qualità.

3. Metodologia di prova

La prova è stata eseguita realizzando n°5 fasi operative come da schemi a seguito riportati.

Fase 1 – F1 - vincolato	
<p>Technical drawing of Phase 1 showing a vertical pile with a horizontal force $F1$ applied at a height of 2335. The base is labeled "Palo vincolato".</p>	<p>Two photographs of the experimental setup for Phase 1. The top photo shows the overall site with a crane and pile. The bottom photo is a closer view of the pile and crane.</p>

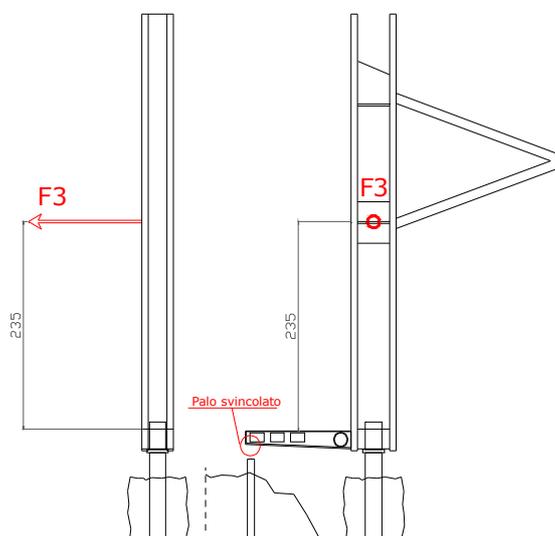
Fase 2 – F2 - vincolato	
<p>Technical drawing of Phase 2 showing a vertical pile with a vertical force $F2$ applied at a height of 176. The base is labeled "Palo vincolato".</p>	<p>Two photographs of the experimental setup for Phase 2. The top photo shows the crane applying force to the pile. The bottom photo shows the pile base with a red circle highlighting a specific detail.</p>

<p>Fase 3 – F2 - svincolato Fase 3 - F2 svincolato</p>	
---	--

<p>Fase 4 – F1 - svincolato Fase 4 - F1 svincolato</p>	
---	--

Fase 5 – F3 - svincolato

Fase 5 - F3 svincolato

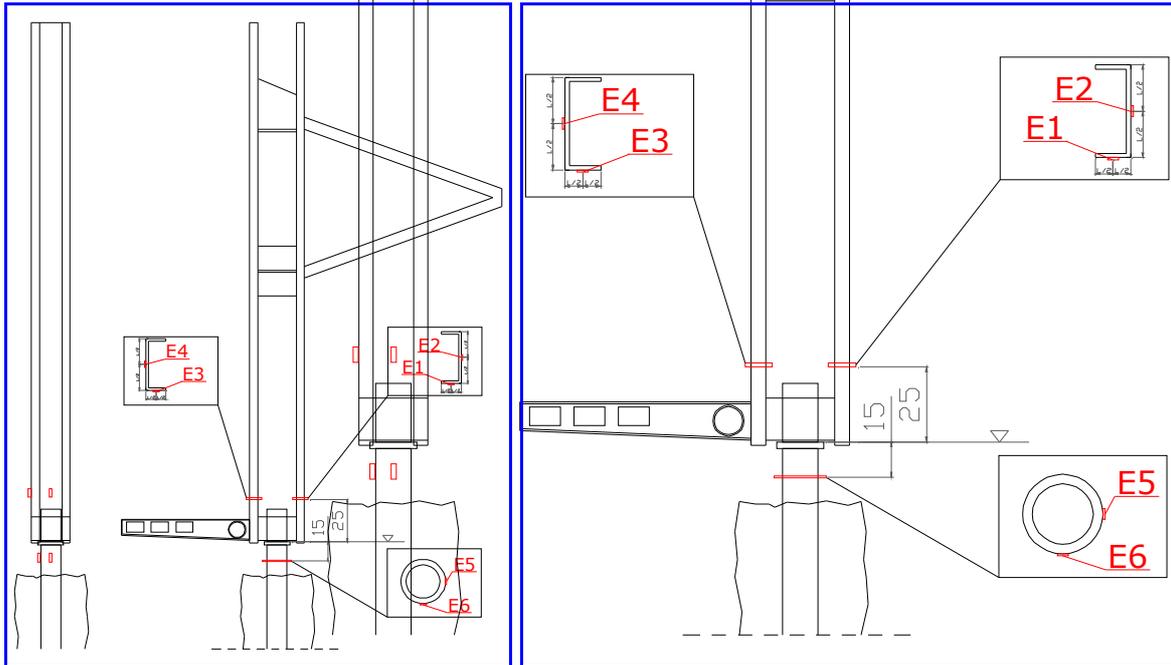


4. Punti di misura

Per il monitoraggio del comportamento del pilastro sono stati applicati i seguenti sensori:

- N° 6 estensimetri resistivi monodirezionali per la misura delle tensioni sulla testa del palo di fondazione e sugli elementi metallici del pilastro;
- N° 3 trasduttori inclinometrici per la misura degli angoli di flessione del pilastro;
- N° 4 trasduttori potenziometrici per la misura delle deformazioni;

Sensori estensimetrici



Posizione sensori estensimetrici

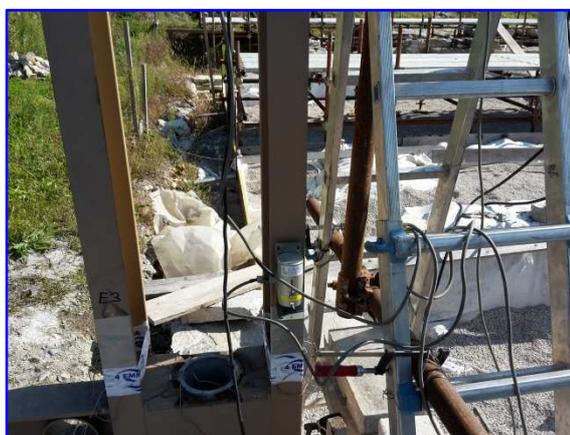
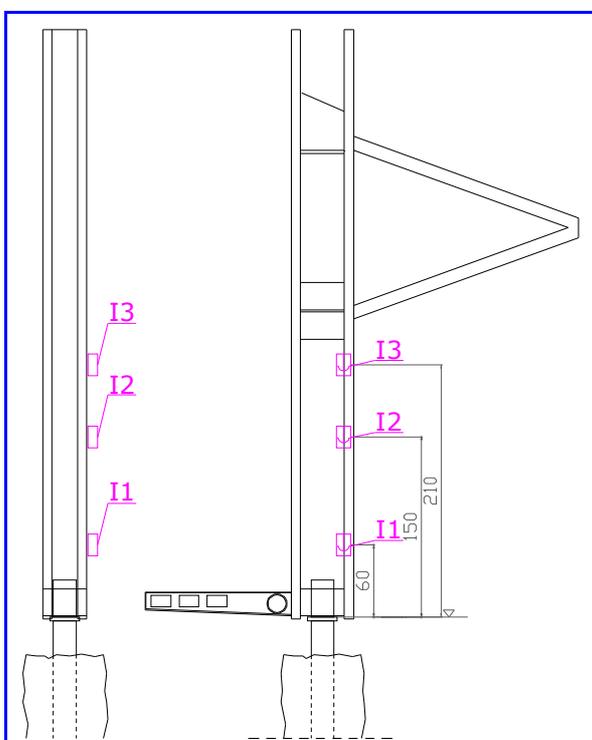


Vista generale dei sensori estensimetrici

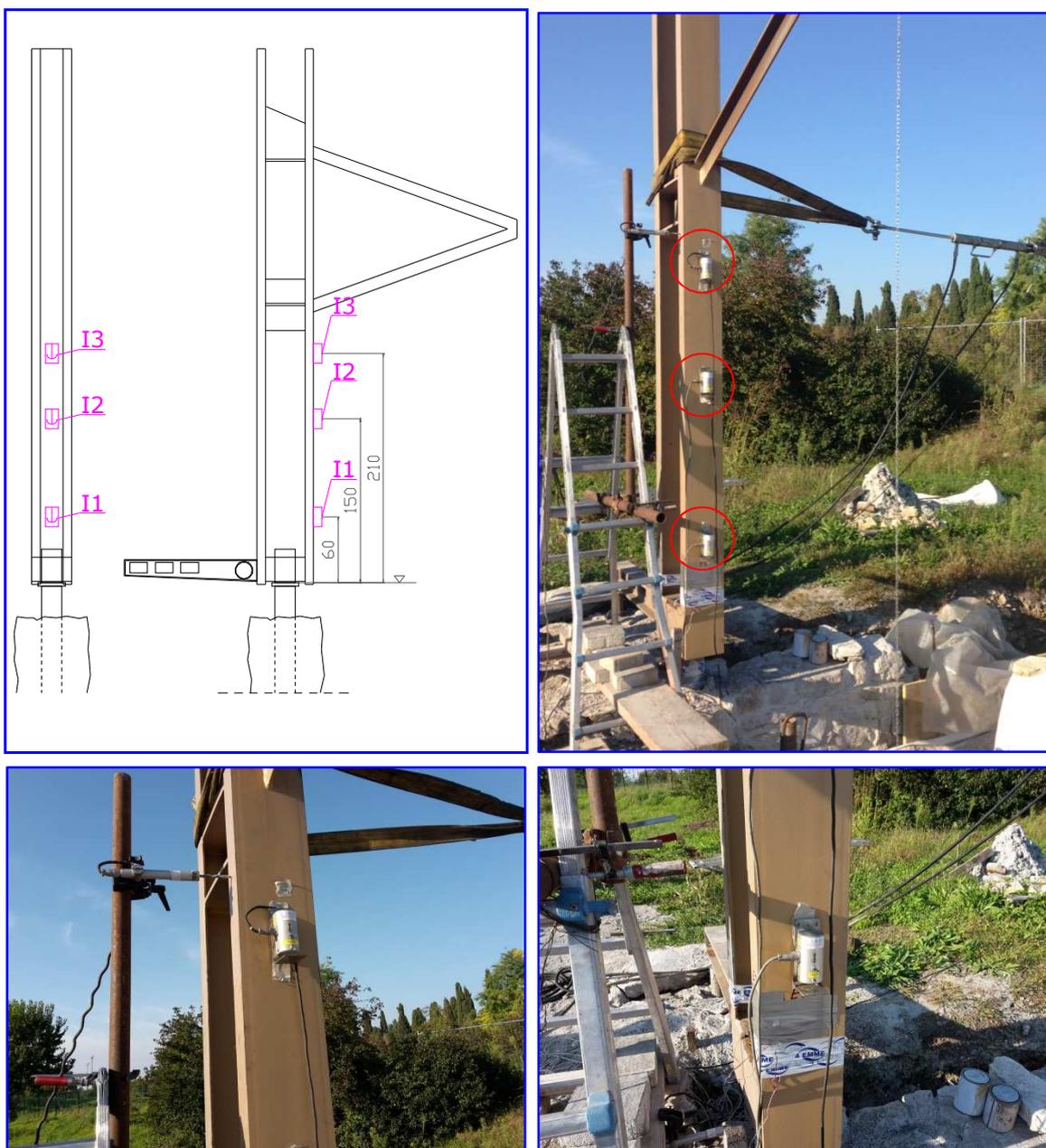


Vista generale posizione sensori

Sensori inclinometrici

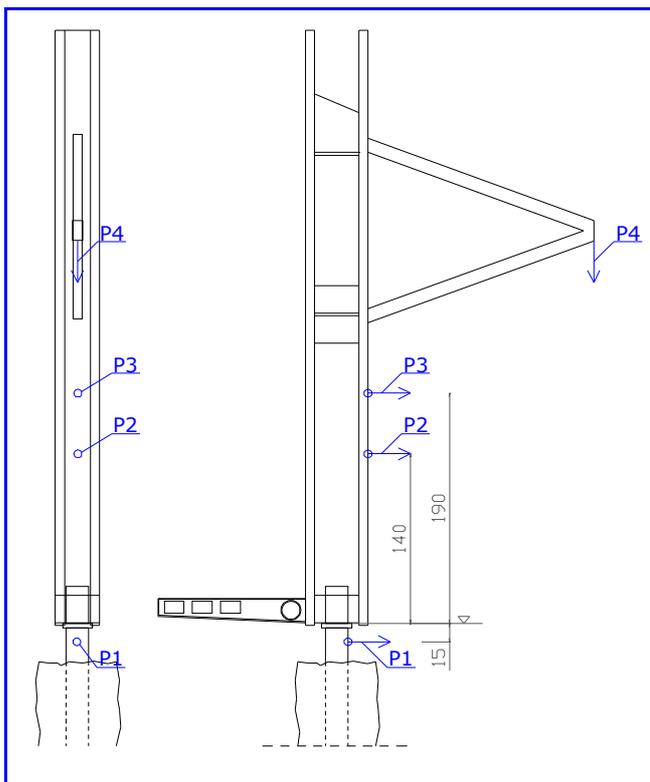


Posizione sensori inclinometrici nelle fasi 1÷4

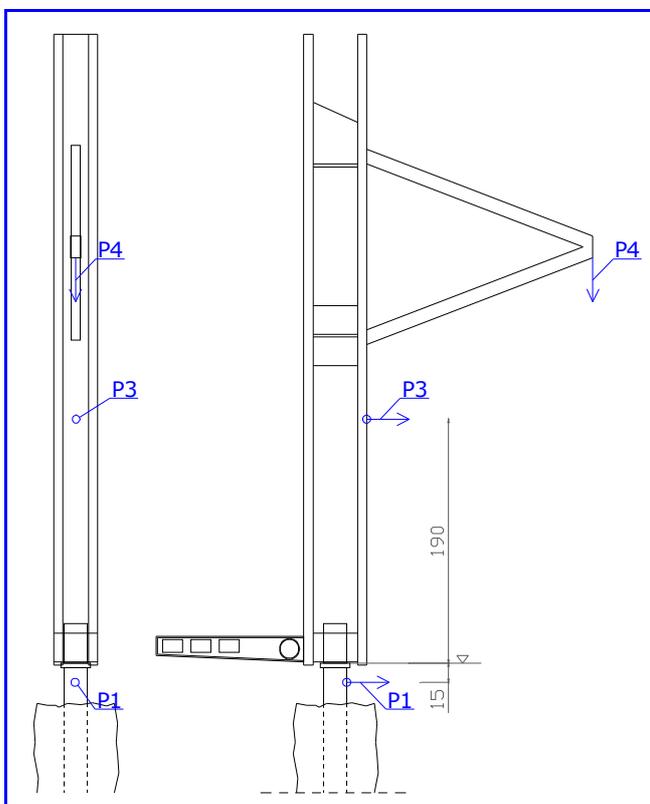


Posizione sensori inclinometrici nella fase 5

I sensori potenziometrici sono stati posizionati come da schemi a seguito riportati. Nella prima fase e durante il primo ciclo della seconda fase, sono stati utilizzati n° 4 trasduttori, mentre nelle altre fasi ne sono stati utilizzati n°3.



Configurazione sensori fase 1 e primo ciclo fase 2



Configurazione sensori dal secondo ciclo della fase 2 + fasi 3 e 4



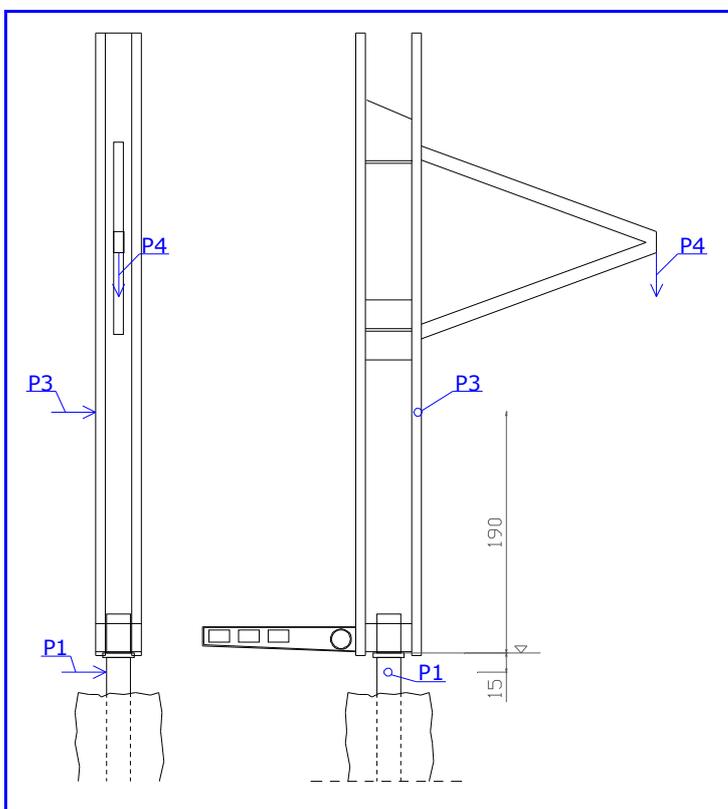
Sensore a filo P.4



P.1



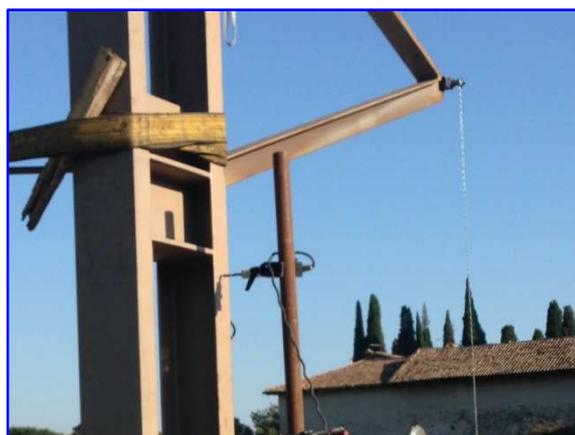
P.3



Configurazione sensori fase 5



P.1



P.3

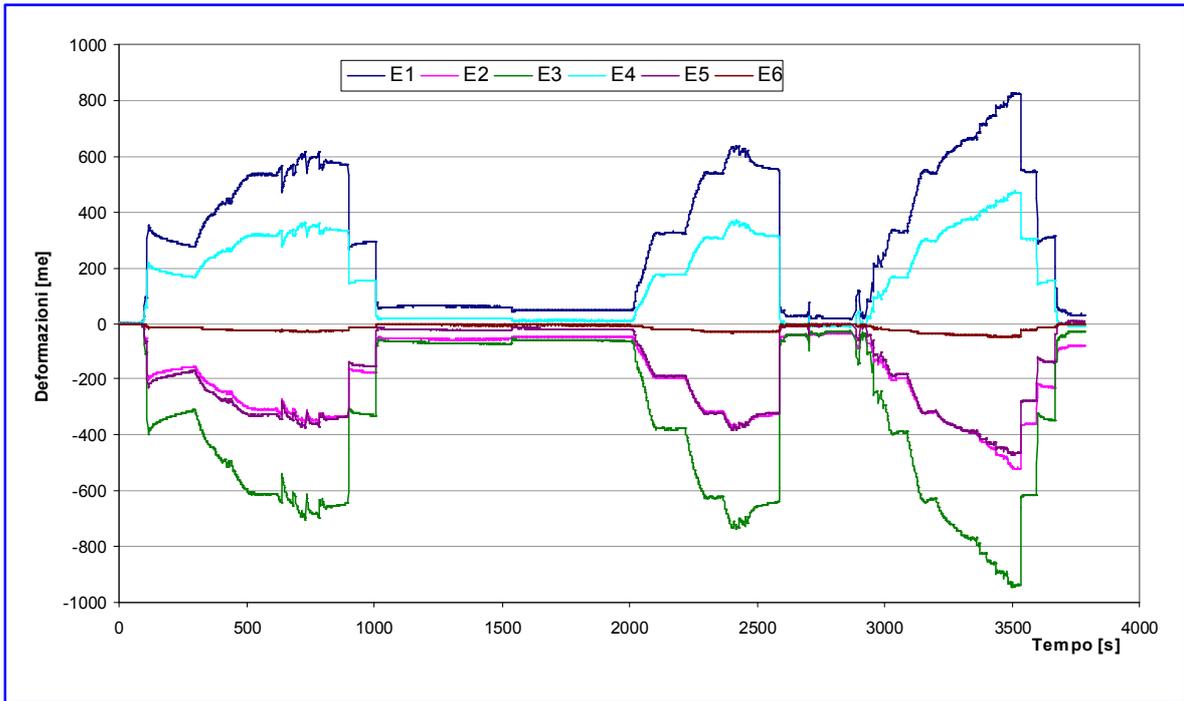
5. RISULTATI

Nelle pagine seguenti sono tabellati i valori registrati dai diversi trasduttori durante le diverse condizioni di carico. Più precisamente, per ciascuna fase di carico sono riportate:

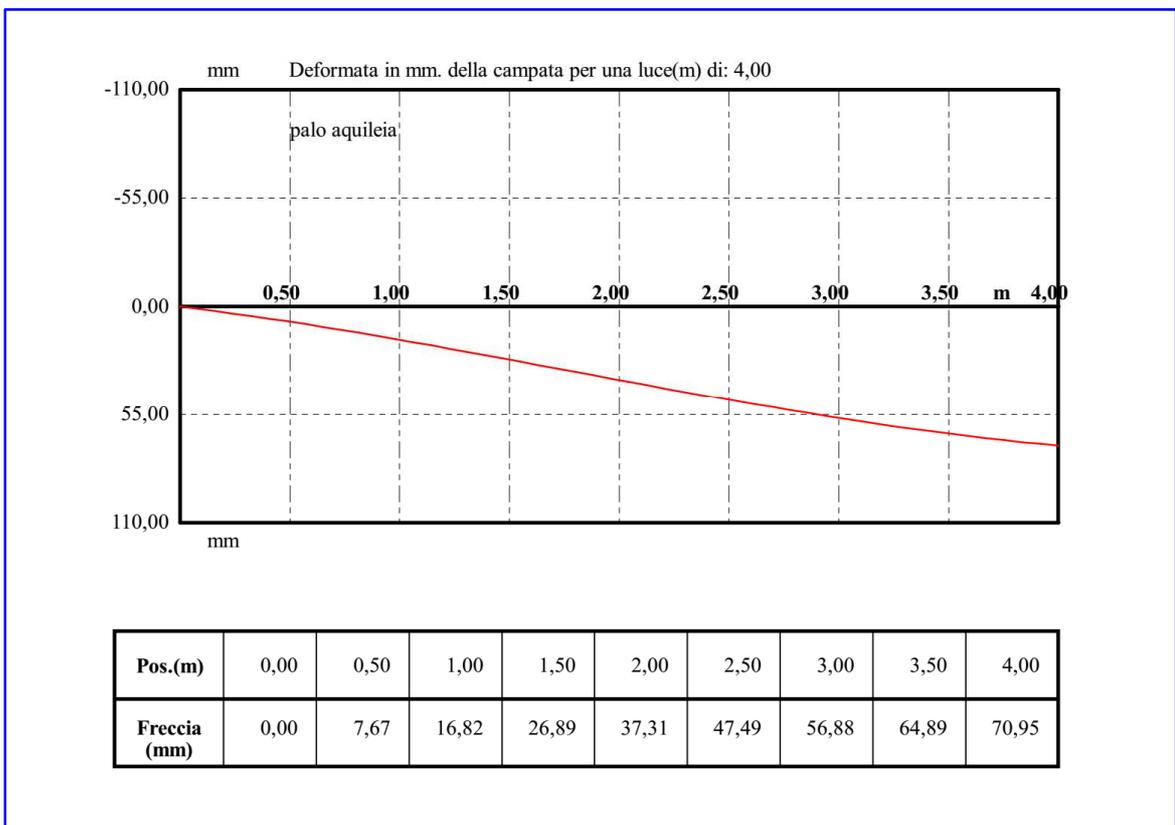
- Tabella generale con indicati : il carico applicato, le deformazioni misurate dai sensori potenziometrici (P), i valori di rotazione misurati dai sensori inclinometrici (I), ed i valori di deformazione dell'acciaio misurati dai sensori estensimetrici (E);
- Diagramma generale tempo/deformazioni acciaio relativo ai diversi cicli di carico/scarico.
- Deformata dell'elemento costruita con il "metodo delle tangenti" utilizzando i valori di rotazione misurati al carico massimo all'interno di ciascun ciclo.

Risultati Fase 1 – pilastro vincolato

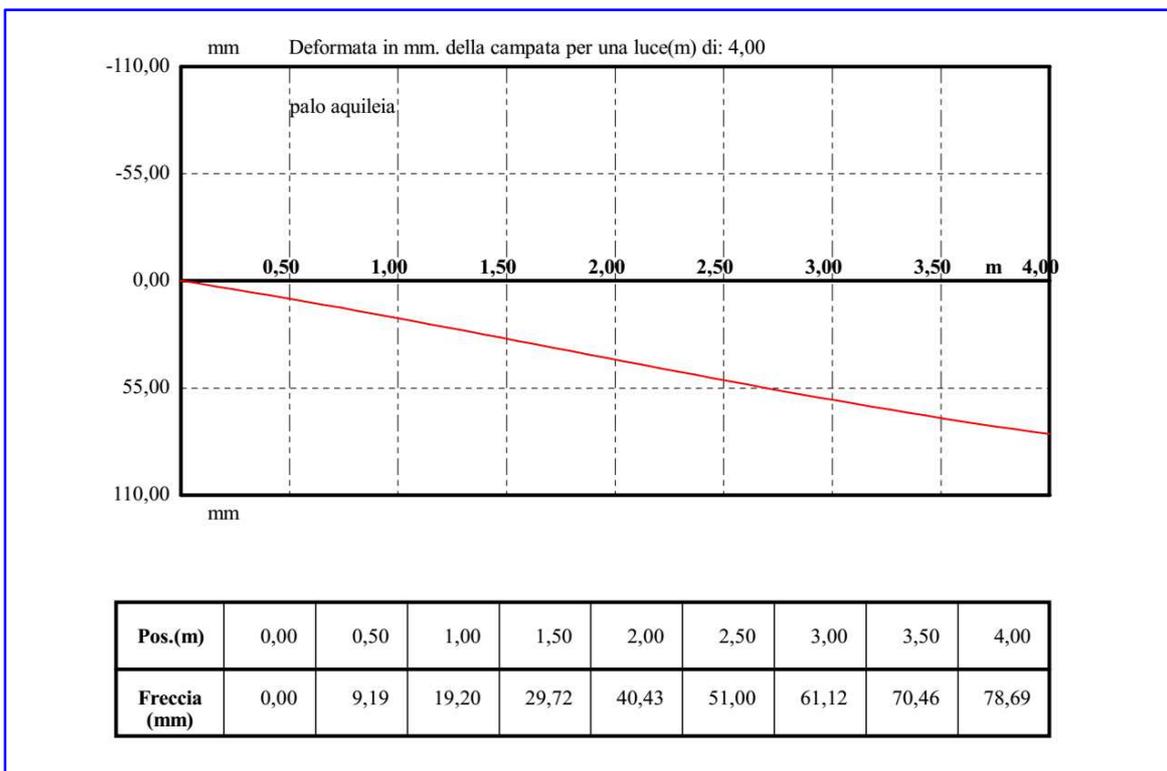
Carico [kN]	Sensori potenziometrici [mm]				Sensori inclinometrici [°]			Sensori estensimetrici [με]					
	P.1	P.2	P.3	P.4	I.1	I.2	I.3	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
12,0	0,66	9,63	19,41	6,14	0,527	0,620	0,620	292	-165	-328	175	-181	-14
20,0	1,31	16,42	32,95	11,02	0,895	1,052	1,052	536	-308	-612	315	-327	-27
21,3	1,60	18,52	37,12	11,83	1,008	1,185	1,185	580	-335	-657	337	-341	-27
12,0	1,14	9,94	19,84	6,57	0,539	0,633	0,633	287	-172	-325	153	-152	-13
1,6	0,65	3,85	7,88	1,98	0,214	0,252	0,252	62	-53	-63	19	-20	-4
1,6	0,58	3,46	6,75	1,46	0,183	0,215	0,215	45	-46	-57	10	-15	-5
12,0	1,10	11,18	22,28	6,82	0,635	0,689	0,688	326	-199	-381	176	-189	-18
20,0	1,56	17,38	34,75	11,02	0,990	1,074	1,072	538	-316	-626	307	-324	-28
23,4	1,72	19,79	39,50	12,91	1,125	1,221	1,219	600	-345	-675	332	-337	-30
0,8	0,78	3,46	6,67	1,29	0,190	0,206	0,206	27	-41	-43	-6	-7	-5
0,8	0,75	3,31	6,13	1,10	0,175	0,189	0,189	18	-37	-30	-5	-7	-2
12,0	1,36	11,88	23,45	7,33	0,696	0,694	0,650	328	-200	-391	166	-181	-24
20,0	1,66	17,99	35,63	11,54	1,057	1,054	0,987	540	-318	-631	296	-313	-30
29,6	2,55	27,33	54,07	27,12	1,604	1,600	1,498	829	-521	-947	475	-472	-49
10,0	1,76	12,33	24,24	7,26	0,719	0,717	0,672	310	-288	-345	153	-139	-14
0	0,99	4,04	8,04	0,82	0,239	0,238	0,223	33	-81	-30	9	5	-4



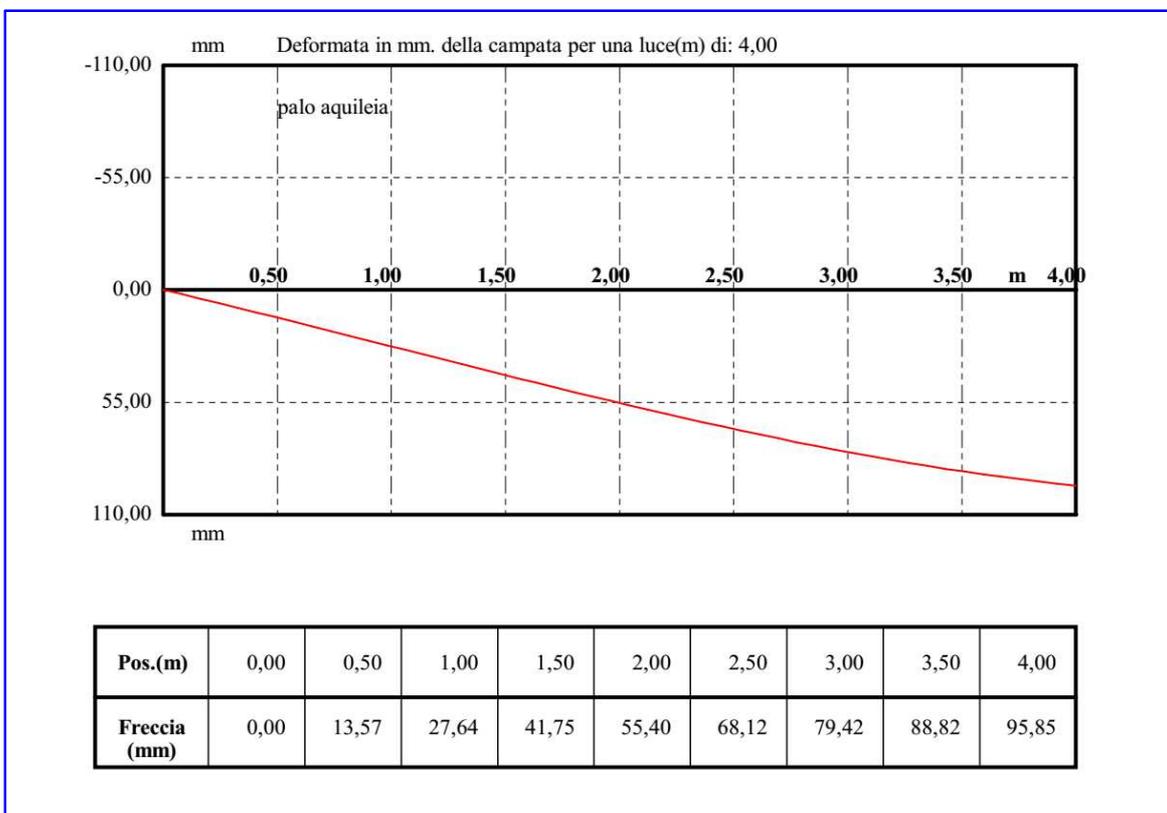
Andamento deformazioni sull'acciaio durante la fase 1



Deformata inclinometri - Ciclo 1



Deformata inclinometri - Ciclo 2

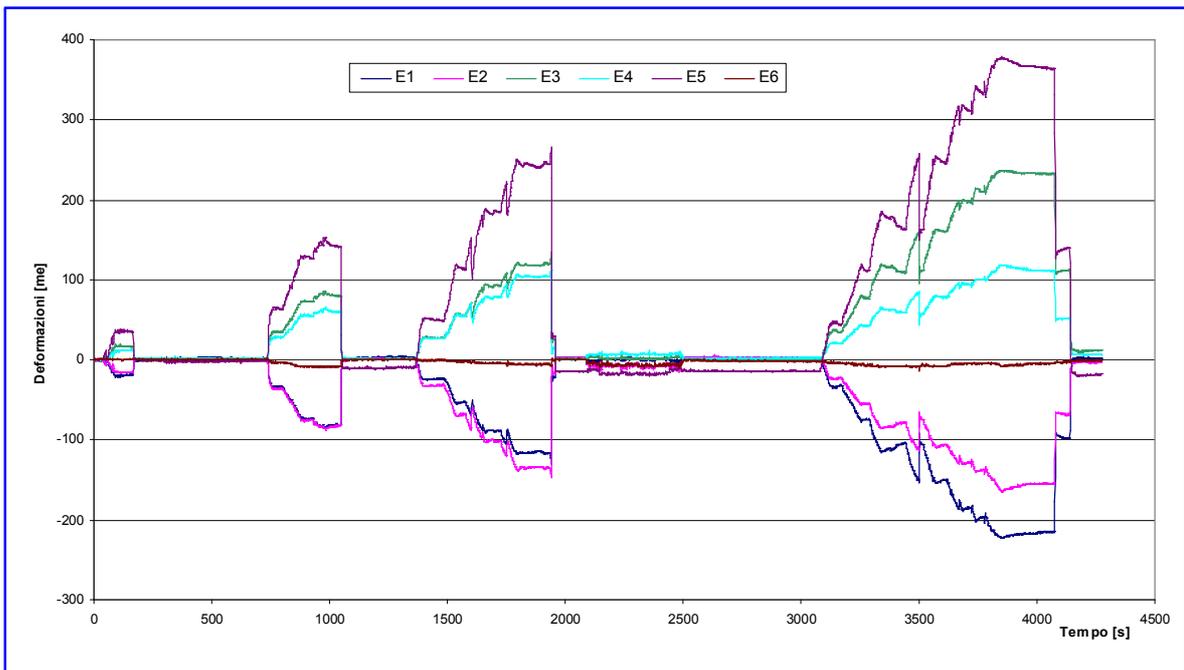


Deformata inclinometri - Ciclo 3

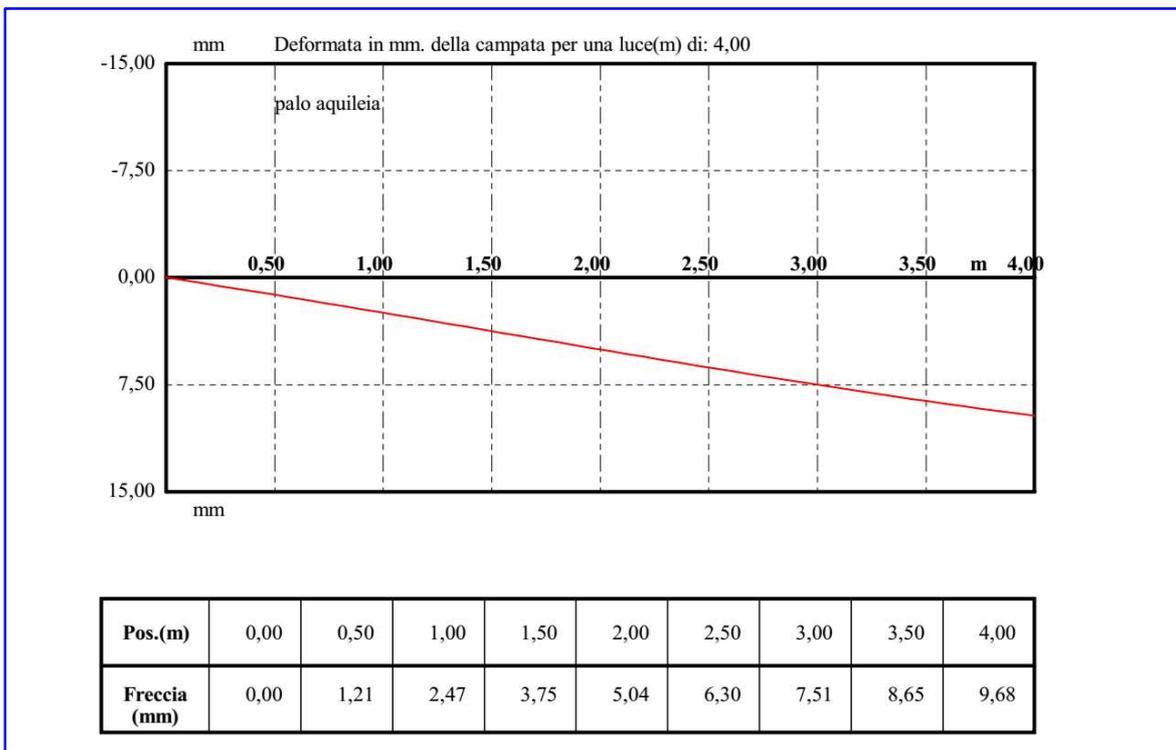
Risultati Fase 2 – pilastro vincolato

Carico [kN]	Sensori potenziometrici [mm]				Sensori inclinometrici [°]			Sensori estensimetrici [μ€]					
	P.1	P.2	P.3	P.4	I.1	I.2	I.3	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
3,0	0,19	0,47	0,82	2,83	0,025	0,026	0,025	-18	-15	17	12	36	0
0	0,03	0,40	0,81	0,19	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0	0
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
5,0	0,10	0,71	1,30	5,13	0,039	0,041	0,040	-33	-37	35	28	64	-3
10,0	0,22	2,05	3,79	11,14	0,115	0,119	0,117	-74	-74	74	55	173	-9
11,5	0,48	2,50	4,72	11,31	0,143	0,148	0,146	-81	-83	81	61	142	-9
0	0,33	0,78	1,62	0,40	0,049	0,051	0,050	1	1	0	-1	-10	0
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
5,0	0,18	0,68	1,11	4,94	0,034	0,037	0,036	-24	-32	27	26	50	-1
10,0	0,31	1,51	2,76	10,20	0,085	0,093	0,090	-52	-67	56	55	115	-2
15,0	0,34	2,56	4,61	16,42	0,142	0,155	0,151	-89	-100	92	77	182	-3
20,0	0,68	3,66	6,48	28,98	0,199	0,218	0,212	-118	-135	120	106	246	-6
0	0,22	0,52	0,71	3,56	0,022	0,024	0,023	3	2	1	0	-14	0
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
5,0	0,24	-	2,02	4,71	0,057	0,061	0,061	-32	-22	35	20	43	-4
10,0	0,27	-	4,63	10,00	0,131	0,140	0,140	-75	-55	78	43	113	-6
15,0	0,51	-	6,79	15,03	0,192	0,206	0,205	-111	-84	115	62	179	-8
20,0	0,61	-	9,49	21,32	0,268	0,288	0,287	-150	-107	162	79	245	-8
25,0	0,84	-	11,42	26,60	0,322	0,346	0,345	-184	-128	198	95	312	-8
30,0	1,00	-	13,35	32,00	0,377	0,405	0,404	-220	-160	237	117	373	-9
30,0	1,01	-	13,39	32,40	0,378	0,406	0,405	-221	-163	241	119	375	-9
12,0	0,70	-	7,69	15,78	0,217	0,233	0,233	-97	-68	113	51	139	-5
0	0,15	-	1,42	1,96	0,040	0,043	0,043	2	-2	11	5	-19	-1
0	0,10	-	1,38	1,92	0,039	0,042	0,042	2	-2	10	5	-17	-1

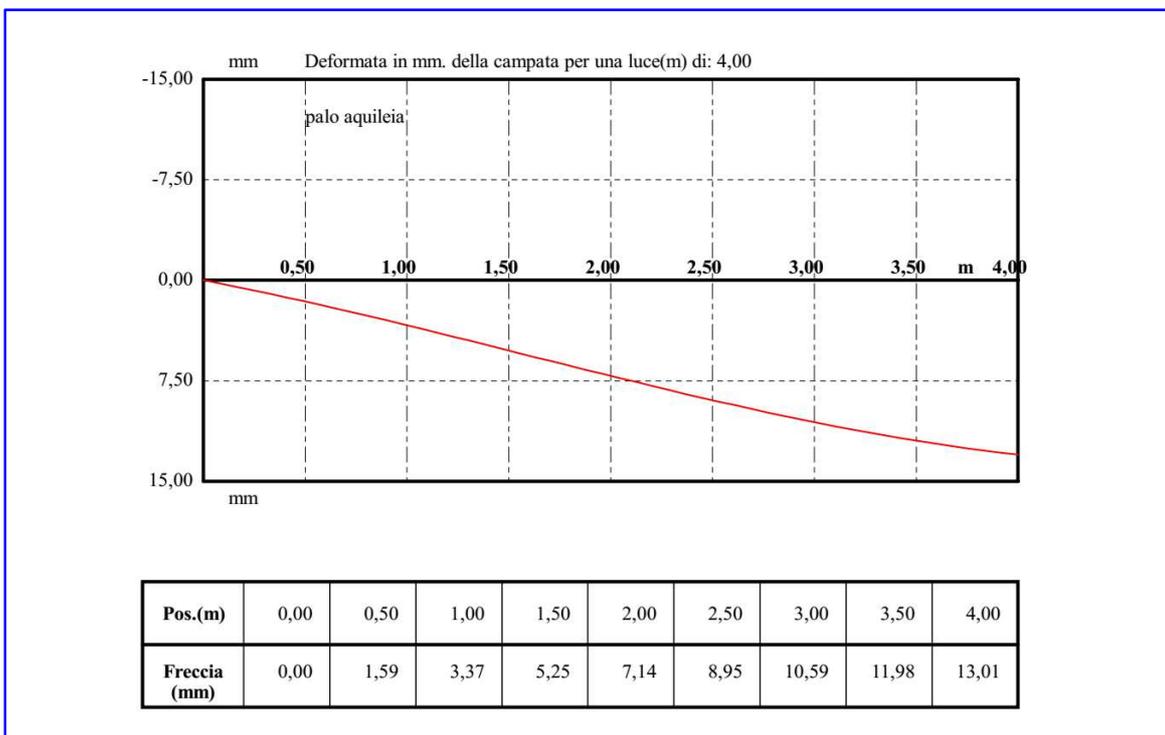
P2. Il sensore è stato rimosso dopo il primo ciclo poiché si è danneggiato durante le fasi di prova.



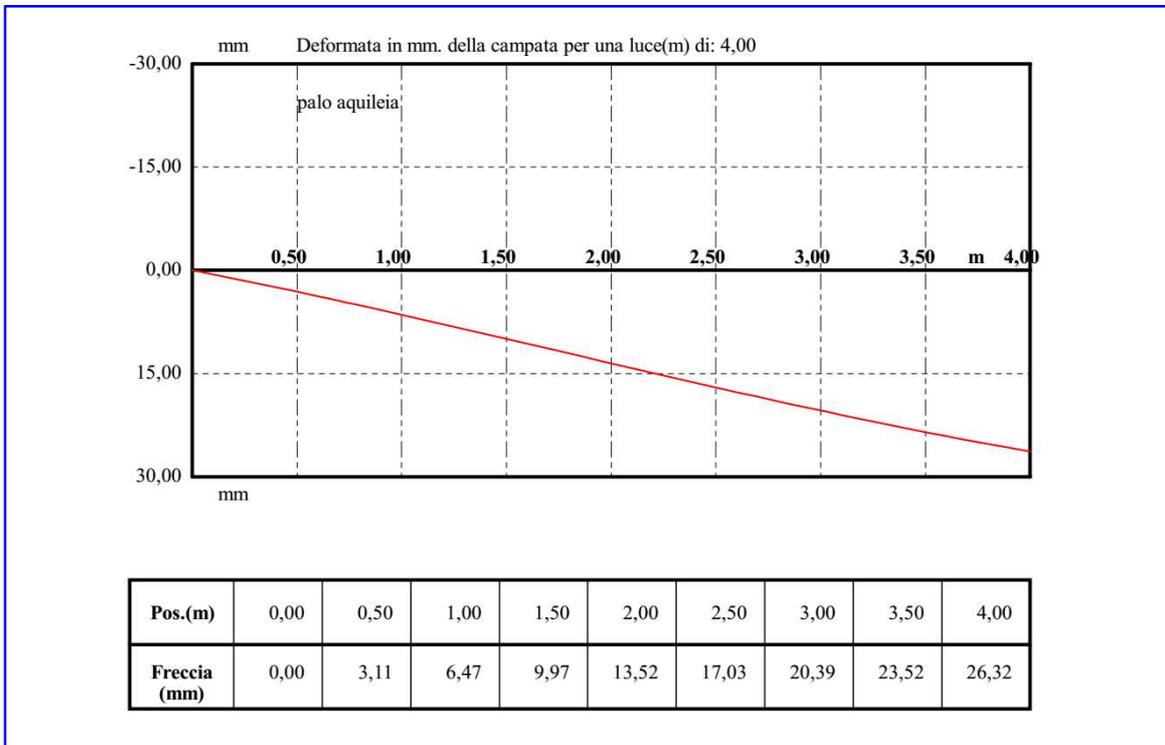
Andamento deformazioni sull'acciaio durante la fase 2



Deformata inclinometri - Ciclo 2



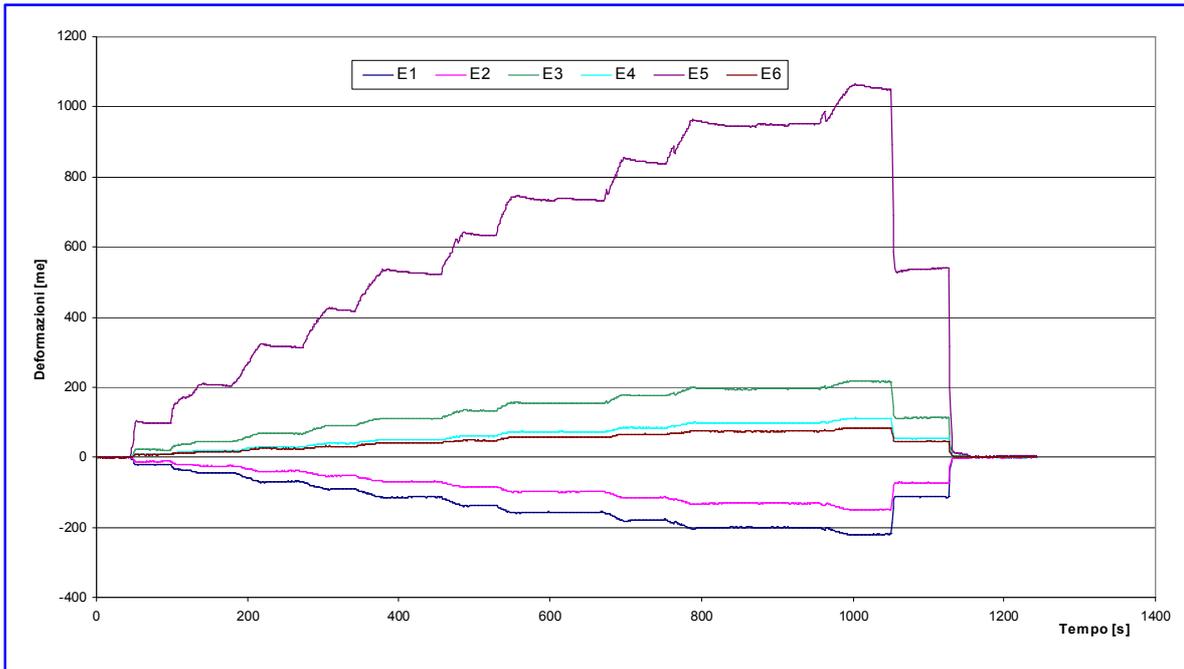
Deformata inclinometri - Ciclo 3



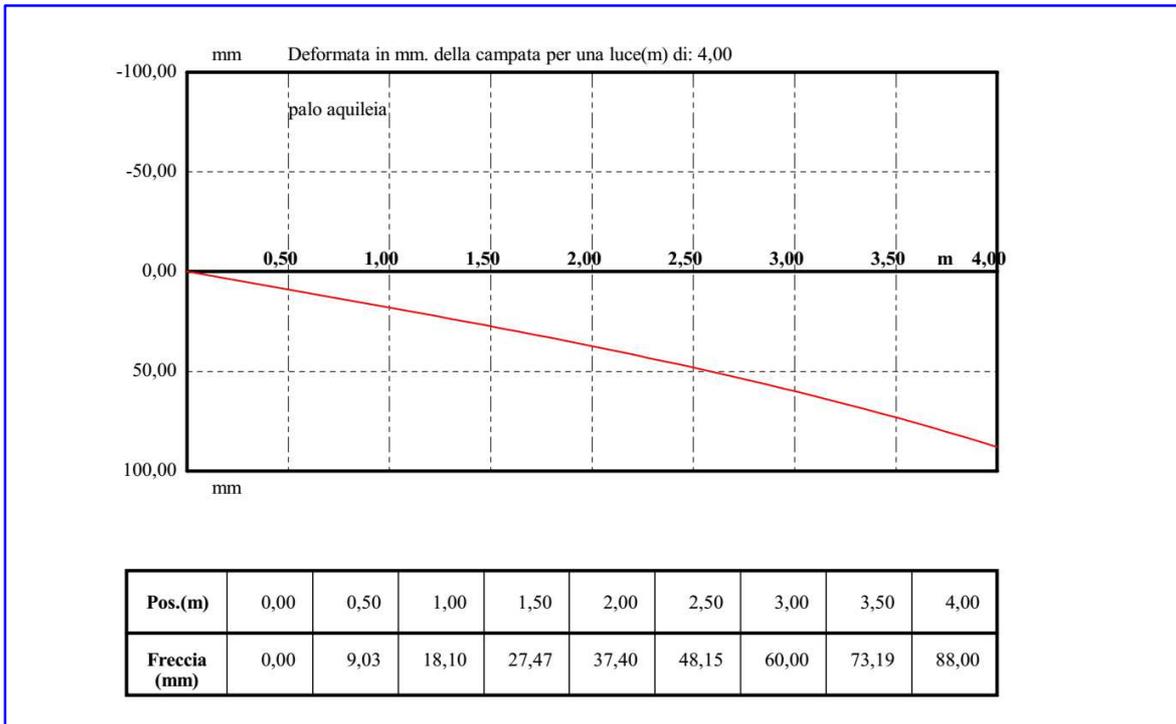
Deformata inclinometri - Ciclo 4

Risultati Fase 3 – pilastro svincolato

Carico [kN]	Sensori potenziometrici [mm]				Sensori inclinometrici [°]			Sensori estensimetrici [με]					
	P.1	P.2	P.3	P.4	I.1	I.2	I.3	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
3,0	0,03	-	2,53	4,08	0,074	0,079	0,086	-21	-11	20	8	96	8
6,0	0,38	-	5,63	8,85	0,165	0,176	0,192	-45	-26	44	18	205	17
9,0	0,74	-	8,58	13,57	0,252	0,268	0,292	-70	-40	67	29	315	23
12,0	0,90	-	11,30	17,87	0,331	0,353	0,385	-91	-54	89	38	418	20
15,0	1,25	-	14,78	22,81	0,434	0,462	0,503	-114	-71	110	50	526	40
18,0	1,80	-	18,22	27,93	0,534	0,569	0,620	-138	-85	133	60	633	48
21,0	2,12	-	21,63	32,92	0,634	0,676	0,736	-158	-100	154	73	739	58
24,0	2,81	-	26,58	38,64	0,780	0,830	0,905	-179	-116	175	84	841	65
27,0	3,23	-	31,28	44,56	0,918	0,977	1,065	-202	-133	196	97	951	73
27,0	3,40	-	31,76	44,68	0,932	0,992	1,081	-209	-132	197	98	953	74
30,0	3,99	-	35,25	50,31	1,034	1,101	1,200	-221	-159	217	110	1053	88
15,0	2,82	-	23,27	28,36	0,683	0,727	0,792	-114	-72	113	55	536	40
0	0,26	-	1,80	1,71	0,053	0,056	0,061	1	-1	0	-1	2	1
0	0,24	-	1,66	1,30	0,049	0,052	0,057	1	0	1	0	1	1



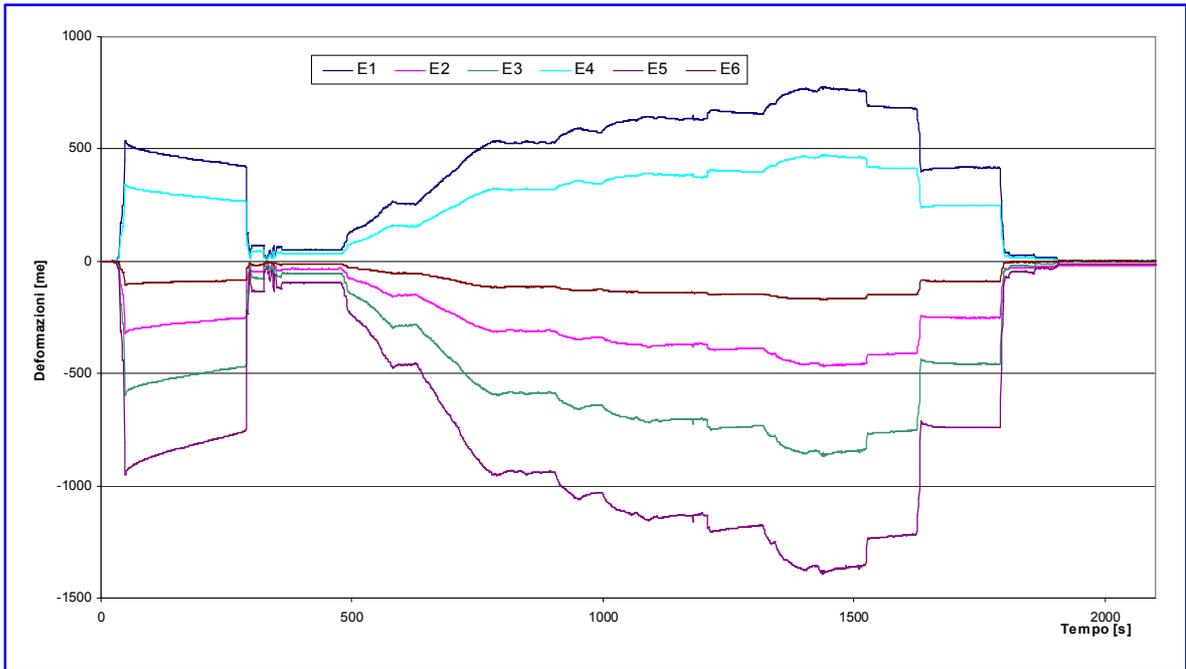
Andamento deformazioni sull'acciaio durante la fase 3



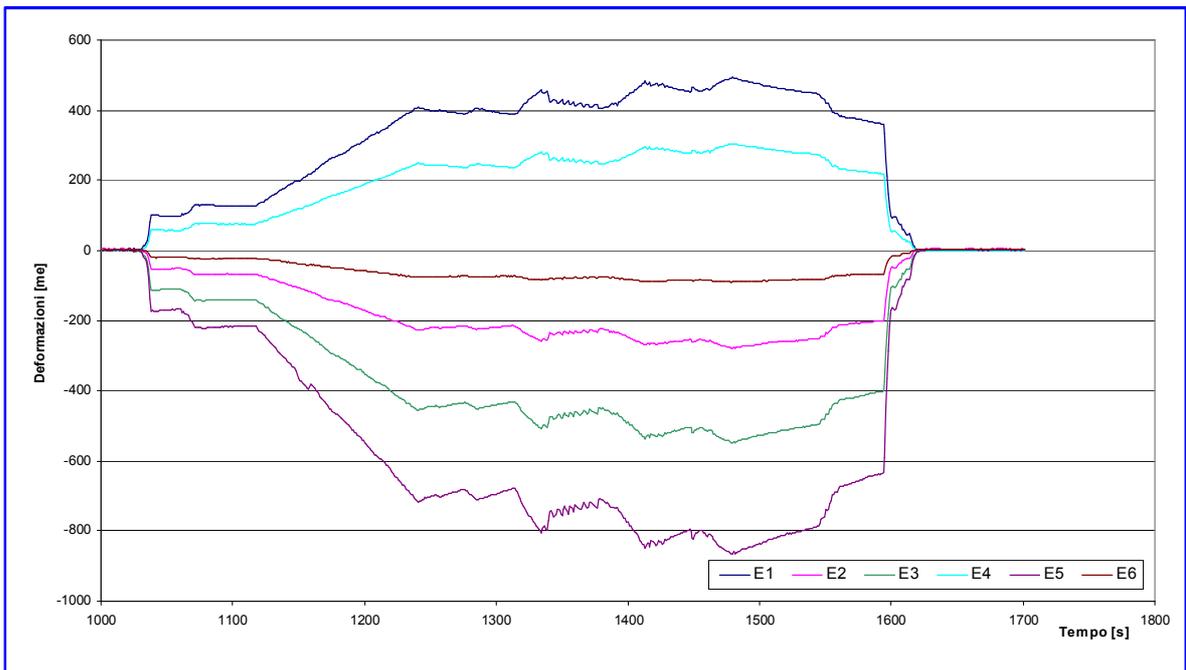
Deformata inclinometri - Ciclo 1

Risultati Fase 4 – pilastro svincolato

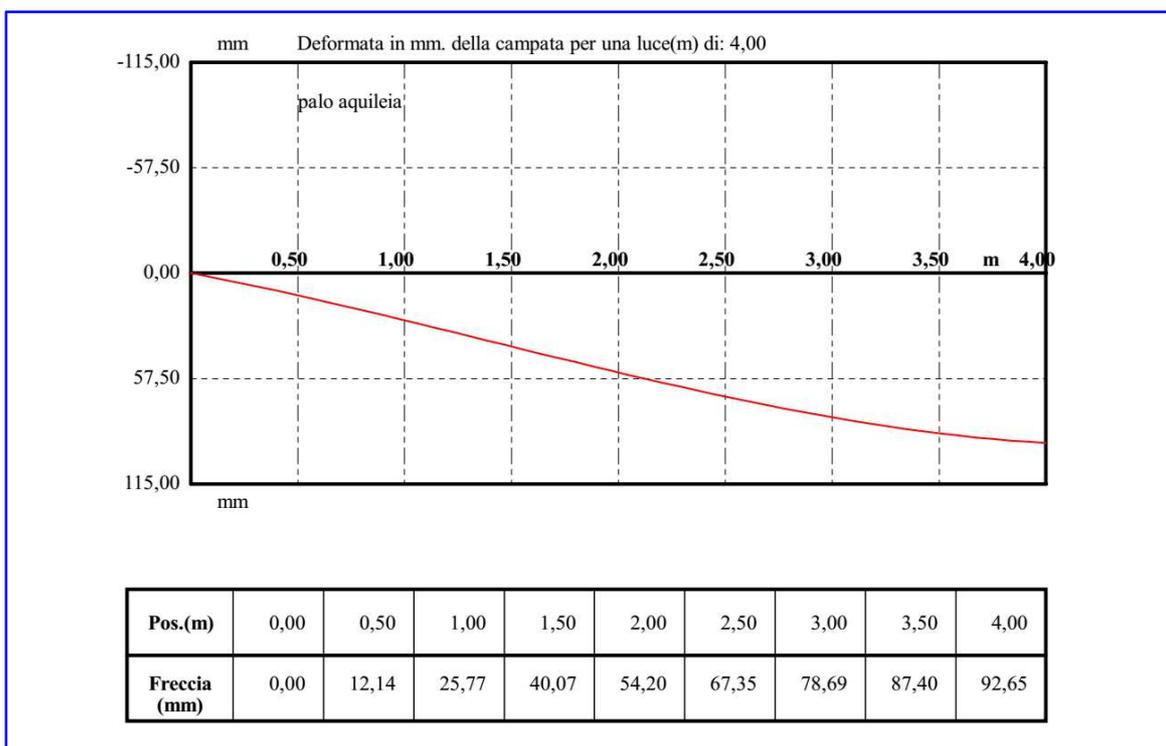
Carico [kN]	Sensori potenziometrici [mm]				Sensori inclinometrici [°]			Sensori estensimetrici [με]					
	P.1	P.2	P.3	P.4	I.1	I.2	I.3	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
19,0	5,02	-	53,20	28,68	1,634	1,763	1,667	470	-279	-518	296	-856	-91
17,0	4,67	-	49,64	26,61	1,525	1,645	1,555	431	-256	-475	271	-770	-85
2,1	1,89	-	11,48	6,09	0,353	0,380	0,360	50	-31	-55	31	-96	-12
10,0	3,66	-	32,24	17,15	0,944	0,945	0,885	257	-152	-286	157	-458	-54
20,0	5,67	-	55,60	31,44	1,629	1,629	1,526	526	-308	-590	319	-940	-114
24,0	8,19	-	71,40	41,06	2,092	2,092	1,960	632	-372	-702	383	-1136	-138
25,0	8,79	-	77,44	44,00	2,269	2,269	2,126	660	-388	-738	398	-1178	-145
28,7	13,21	-	92,37	55,50	2,706	2,707	2,536	768	-462	-850	464	-1362	-167
15,0	11,52	-	44,55	38,19	1,305	1,306	1,223	418	-252	-458	249	-742	-88
0,8	6,57	-	5,63	11,04	0,165	0,165	0,155	17	-23	-11	10	-30	0
0	6,12	-	4,12	9,04	0,121	0,121	0,113	5	-16	1	2	-11	1
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
5,0	1,85	-	14,83	8,72	0,419	0,450	0,429	127	-67	-141	75	-215	-22
15,0	5,39	-	47,17	26,58	1,334	1,432	1,365	394	-217	-435	236	-681	-72
18,2	6,55	-	57,47	31,75	1,625	1,745	1,663	491	-277	-547	305	-860	-88
0	0,26	-	12,58	0,31	0,356	0,382	0,364	1	-5	-1	3	2	2



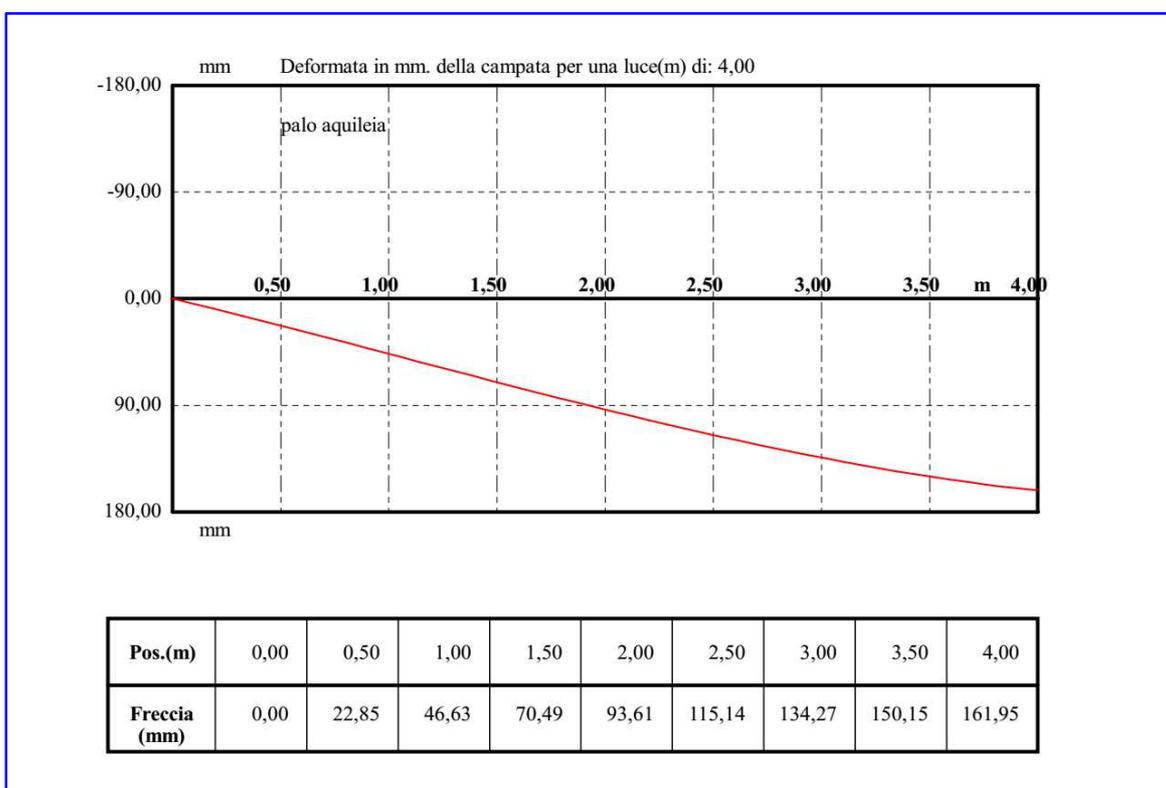
Andamento deformazioni sull'acciaio durante la fase 4 - cicli 1 e 2



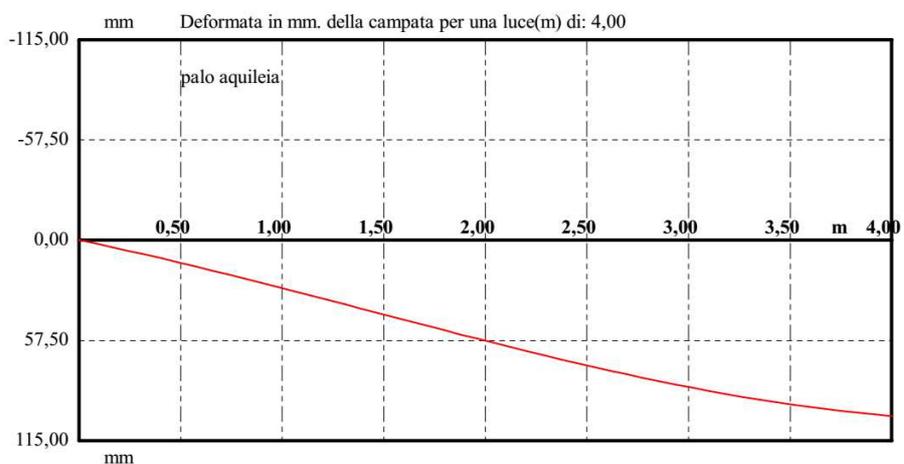
Andamento deformazioni sull'acciaio durante la fase 4 – ciclo 3



Deformata inclinometri - Ciclo 1



Deformata inclinometri - Ciclo 2



Pos.(m)	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
Freccia (mm)	0,00	13,05	27,55	42,70	57,73	71,85	84,28	94,22	100,89

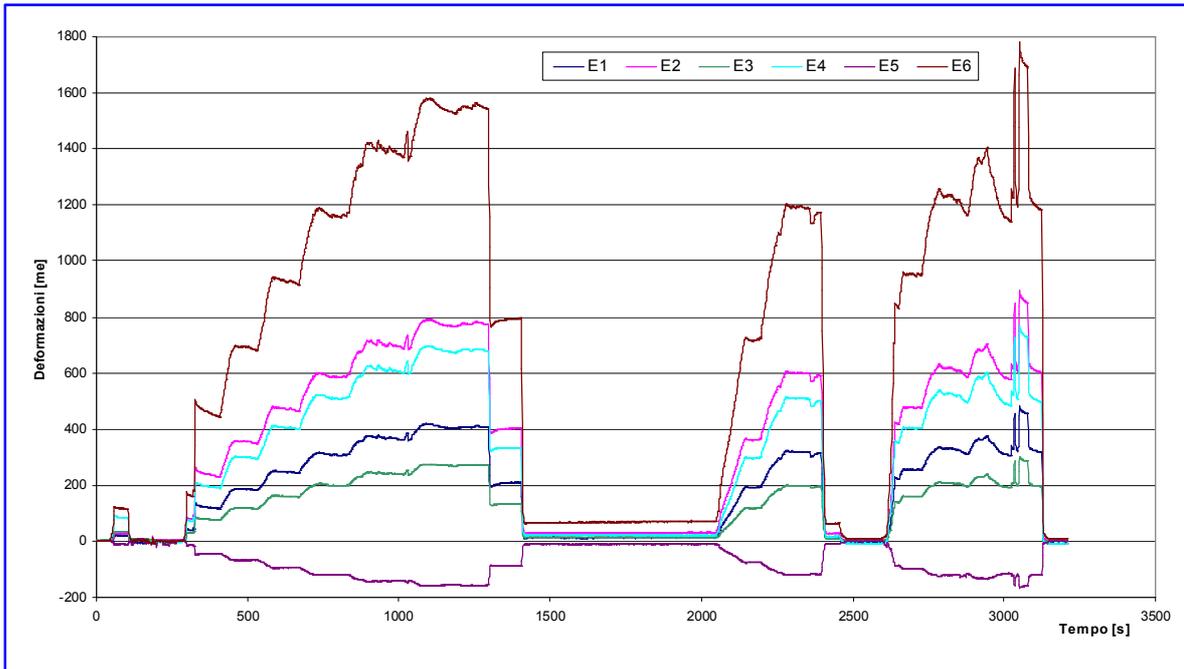
Deformata inclinometri - Ciclo 3

Risultati Fase 5 – pilastro svincolato

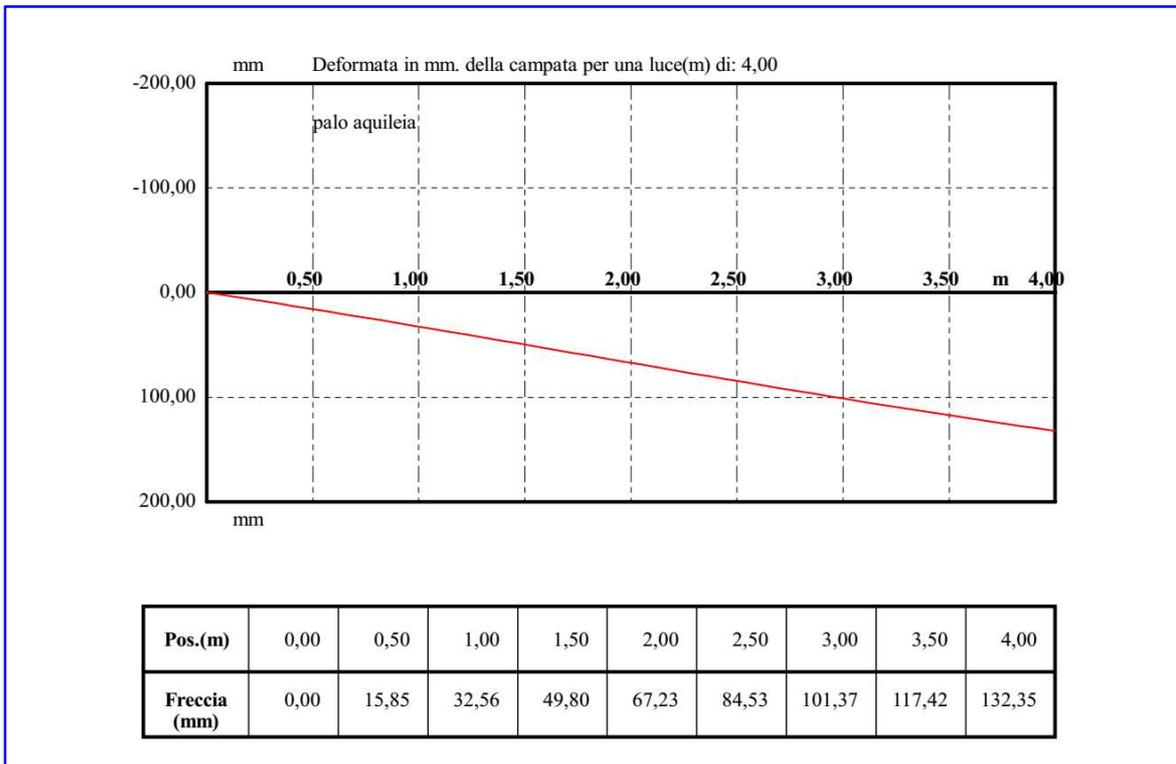
Carico [kN]	Sensori potenziometrici [mm]				Sensori inclinometrici [°]			Sensori estensimetrici [με]					
	P.1	P.2	P.3	P.4	I.1	I.2	I.3	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
10,0	1,95	-	15,36	1,48	0,452	0,476	0,476	121	236	76	194	-45	453
15,0	2,62	-	22,88	2,31	0,673	0,709	0,709	183	385	136	316	-71	684
20,0	3,78	-	32,95	3,19	0,969	1,021	1,021	247	471	159	401	-94	917
25,0	4,98	-	43,56	4,13	1,281	1,350	1,350	307	587	200	509	-119	1159
30,0	6,23	-	54,27	5,26	1,596	1,682	1,682	367	698	240	613	-145	1397
33,0	7,44	-	62,39	6,0	1,835	1,934	1,934	408	774	269	676	-157	1534
33,0	8,79	-	64,29	5,89	1,891	1,993	1,993	408	778	272	686	-159	1553
15,0	7,25	-	43,97	2,60	1,293	1,363	1,363	210	402	133	334	-91	796
0,1	3,09	-	17,87	1,24	0,526	0,554	0,554	14	31	13	20	-11	67
15,0	7,66	-	38,94	2,44	1,123	1,148	1,155	190	364	118	297	-78	725
25,0	11,46	-	64,15	5,23	1,850	1,892	1,903	319	601	200	508	-120	1191
0	3,20	-	14,96	1,77	0,431	0,441	0,444	-3	0	1	-8	-2	8
0	0,00	-	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
20,0	7,60	-	44,09	5,51	1,291	1,281	1,272	253	475	160	405	-98	953
26,0	9,60	-	58,67	7,17	1,718	1,704	1,692	329	615	204	522	-120	1213
38,0	21,80	-	106,89	10,13	3,130	3,105	3,083	481	896	303	770	-168	1781
0	3,60	-	29,97	10,21	0,878	0,871	0,864	-8	-1	0	-8	-2	8

NB: il secondo ed il terzo ciclo sono stati eseguiti dopo aver liberato la testa palo da alcune pietre per favorirne la flessione.

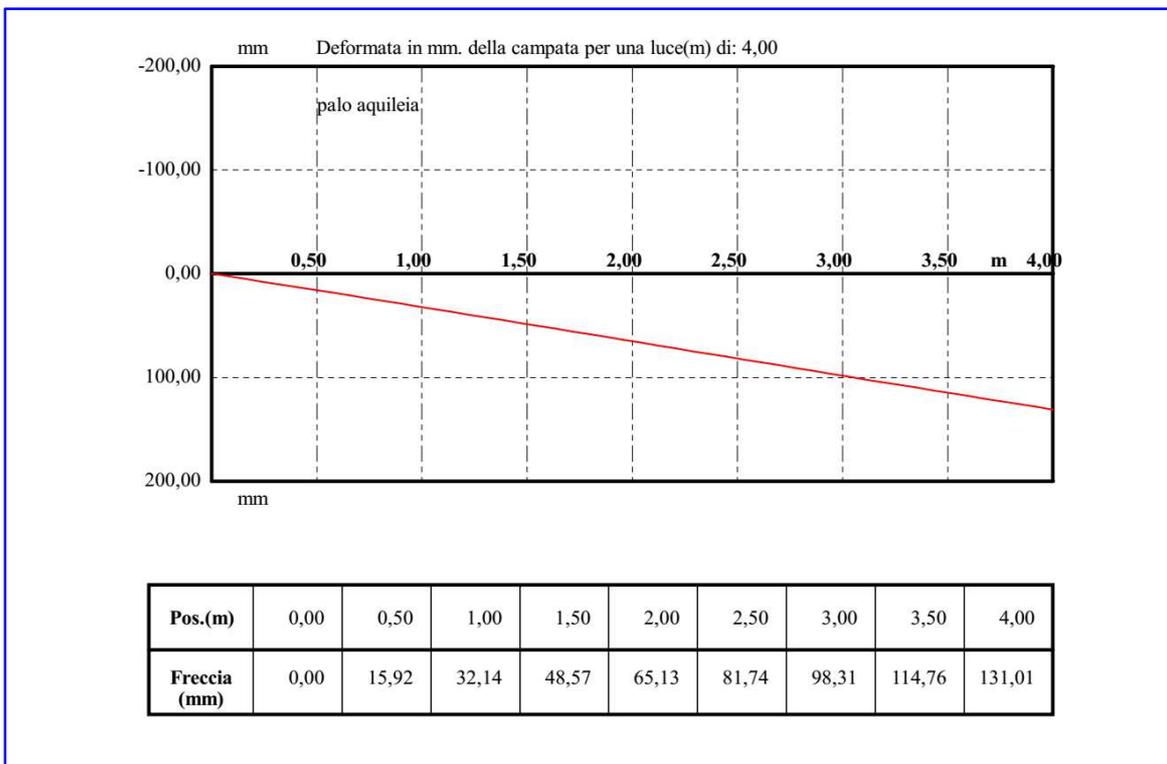




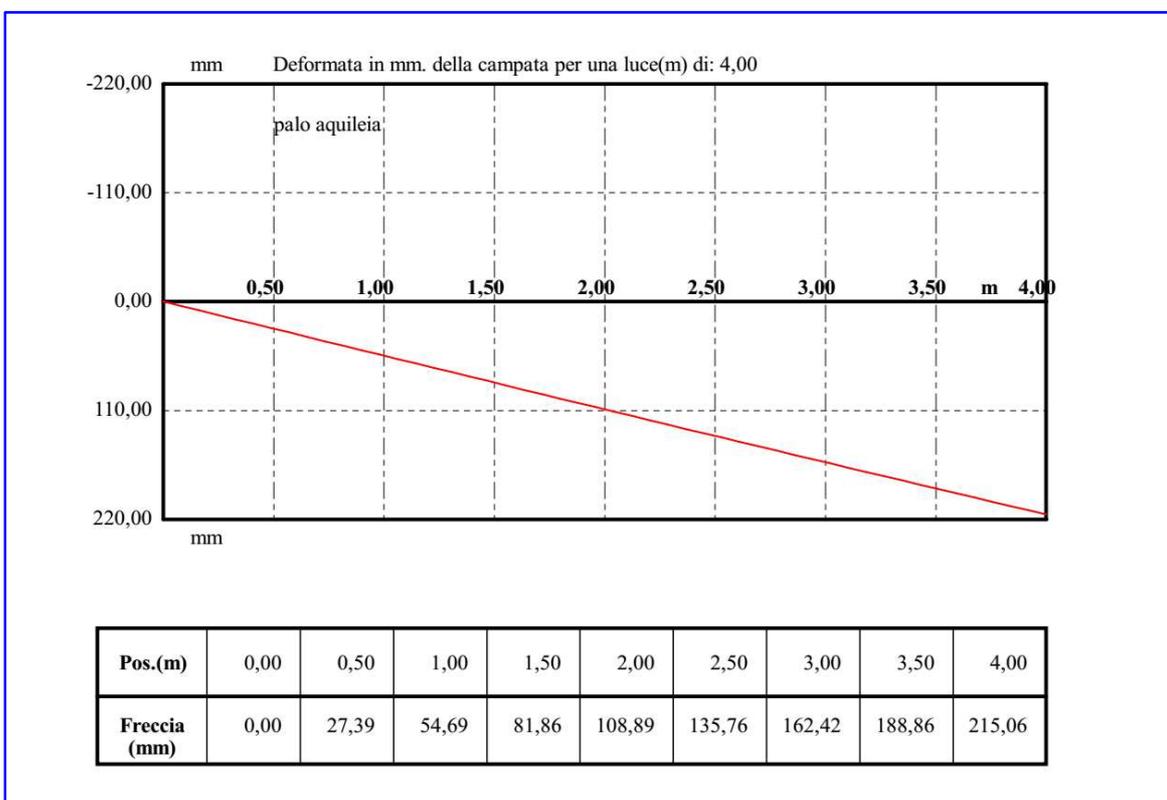
Andamento deformazioni sull'acciaio durante la fase 5



Deformata inclinometri - Ciclo 1



Deformata inclinometri - Ciclo 2



Deformata inclinometri - Ciclo 3

Orsago, 19 dicembre 2017

Il relatore
ing. Thomas Pavan

4 EMME Service S.p.A.
Dir. del Centro di Treviso
dott. Dario Altinier