PROVINCIA DI BOLOGNA

Settore Lavori Pubblici

STRADA

S.P. 569 " DI VIGNOLA "

LAVORO

COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P. 78 NEI COMUNI DI CRESPELLANO E BAZZANO

Servizio Progettazione e Costruzioni Stradali

DATA *LUGLIO 2013*

ELABORATO

RELAZIONI E CALCOLI STRUTTURE
OPERE D'ARTE PRINCIPALI
VARIANTE S.P. N°569 DI "VIGNOLA"
VIADOTTO SVINCOLO ATTUALE S.P. 27 (VIA CASSOLA) prog. km 5+299
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI ED ELEVAZIONI

N. *B.2.1.10*

SCALA -

RIFERIMENTO : *PROGETTO ESECUTIVO*

PROGETTAZIONE GENERALE

Geom. Emanuele Tracchi

Dott. Ing. Chiara Ferrari

P.i.e. Stefano Romagnoli

Geom. Federico Vannucchi

PROGETTISTA

Dott. Ing. Marco Ferrarini

PROGETTAZIONE STRUTTURALE

ORDINE INGEGNERI PROV. BOLOGNA
INGEGNERE
STIGEA s.r.l.
STEFANO CASSARINI
LAUREA SPECIALISTICA
Sezione: A
N° 4019 / A
Settori civile ambientale, industriale, dell'informazione

(Dott. Ing. Stefano Cassarini)

IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Dott. Ing. Pietro Luminasi

REVISIONE	DATA	MODIFICA
1	09/12/2013	revisione
0	16/07/2013	emissione

QUESTO DISEGNO E LA RELATIVA INVENZIONE SONO DI PROPRIETA' DELL'AMMINISTRAZIONE
NON NE E' CONSENTITO L'UTILIZZO SE NON SU ESPLICITA AUTORIZZAZIONE
OGNI DIRITTO A TALE RIGUARDO E' ESPRESSAMENTE RISERVATO ED ESCLUSIVO

1 PREMESSA 5

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI 8

2.1 Altri documenti 8

3 CRITERI DI CALCOLO 9

3.1 Combinazioni di carico 9

3.1 Programma di calcolo 11

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 15

4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni 15

4.2 Conglomerato cementizio pali 15

4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz. 15

4.4 Acciaio per cemento armato 16

4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale 16

4.6 Aderenza barre in c.a. 16

5 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE 18

6 GEOMETRIA DELLE SEZIONI TIPO 20

6.1 Modellazione adottata 23

7 ANALISI DEI CARICHI 26

7.1 Analisi dei carichi spalla 29

7.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1) 29

7.1.2 Carichi permanenti portati (g2) 29

7.1.3 Altre azioni permanenti (g3) 30

7.1.4 Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo ($\varepsilon 2$) 30

7.1.5 Azioni Variabili da Traffico 30

7.1.6 Azione di neve e vento (q5) 33

7.1.7 Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7) 35

7.1.8 Azione di frenamento (q3) 36

7.1.9 Azione centrifuga (q4) 36

7.1.10 Variazioni termiche ($\varepsilon 3$) 36

7.1.11 Cedimenti appoggi ($\varepsilon 4$) 37

7.1.12 Scorrimenti viscosi ($\varepsilon 2$) 37

7.2 Analisi dei carichi pila 38

7.2.1 Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1) 38

7.2.2 Carichi permanenti portati (g2) 38

7.2.3 Altre azioni permanenti (g3) 38
7.2.4 Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo ($\varepsilon 2$) 39
7.2.5 Azioni Variabili da Traffico 39
7.2.6 Azione di neve e vento (q5) 41
7.2.7 Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7) 41
7.2.8 Azione di frenamento (q3) 41
7.2.9 Azione centrifuga (q4) 42
7.2.10 Variazioni termiche ($\varepsilon 3$) 42
7.2.11 Cedimenti appoggi ($\varepsilon 4$) 42
7.2.12 Scorrimenti viscosi ($\varepsilon 2$) 42
7.2.13 Urto ferroviario 42
7.3 Azioni sismiche (q6) 43
7.3.1 Eccentricità masse simiche 45
7.3.2 I rischi di doppio accoppiamento delle frequenze di risonanza di terreno-strutture 46
8 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE 47
8.1 Condizioni di carico elementari 47
8.2 Combinazioni di calcolo 47
8.3 Carichi agenti 62
8.4 Azioni interne, deformate e azioni sulle fondazioni 80
8.5 Verifiche SLU-SLE 89
8.5.1 Verifica a flessione 95
8.5.2 Verifica a taglio 138
8.5.3 Verifica paraghiaia 147
9 VERIFICA A FATICA 152
10 VERIFICA GIUNTI 156
11 VERIFICA APPOGGI 158
12 VERIFICA BAGGIOLO 162
13 VERIFICA RITEGNO SISMICO 167
14 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE 168
15 CONCLUSIONI 180

Allegati:

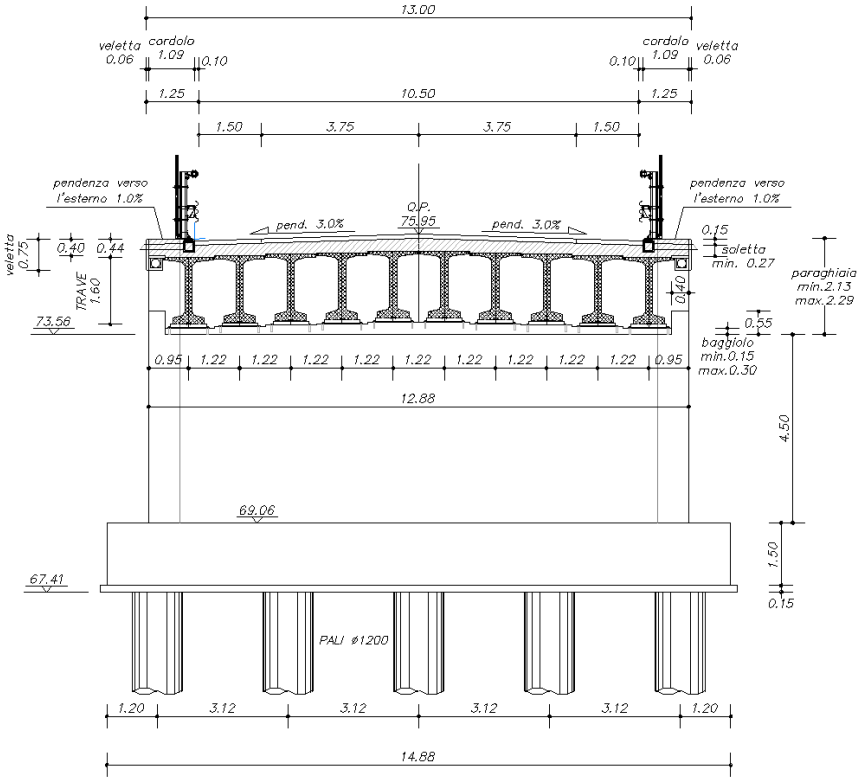
- Tabulati di calcolo spalle e pile

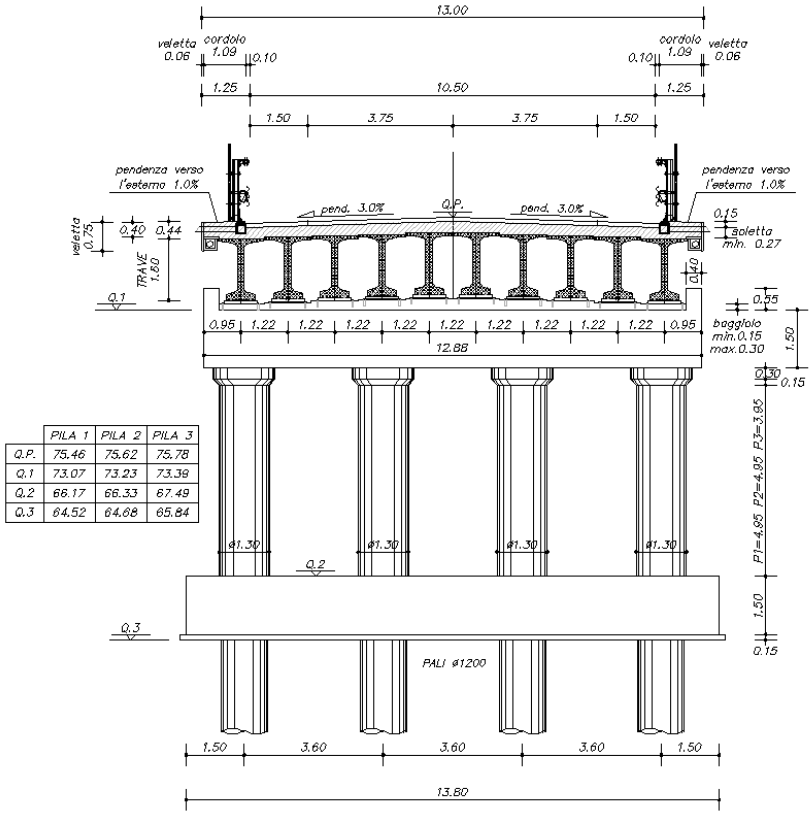
- Validazione del software PROSAP

1 PREMESSA

Nell'ambito del Progetto Esecutivo relativo al "Completamento della variante generale alla S.P. n.569 e realizzazione delle varianti alla S.P. n.27 "Valle del Samoggia" e alla S.P. n.78 "Castelfranco - Monteveglio" nei Comuni di Bazzano e Crespellano" in Provincia di Bologna, si prevede la realizzazione di n.1 viadotto "Viadotto Rotatoria SP 27" sulla vecchia sede della SP 27 e l'alveo del Rio Cassola. Esso è costituito da n.4 campate in c.a.p. per il sovrappasso della rotatoria e di una tubazione di gas metano in provincia di Bologna e con agenti i carichi accidentali dello "schema 1" delle NTC'08 e le azioni sismiche.

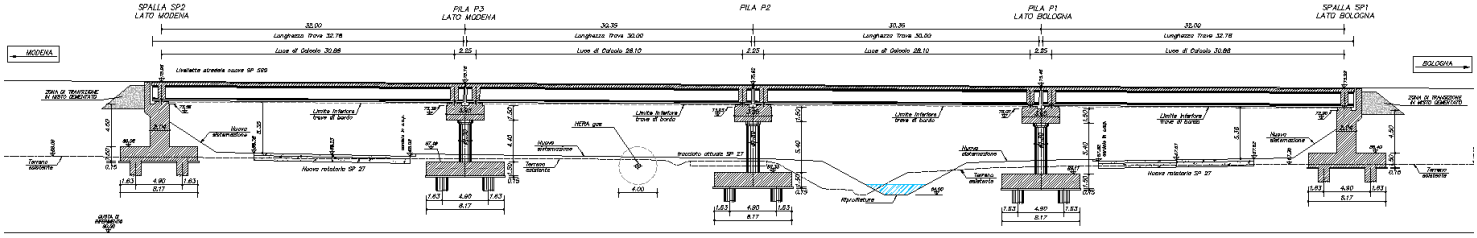
Vista aerea



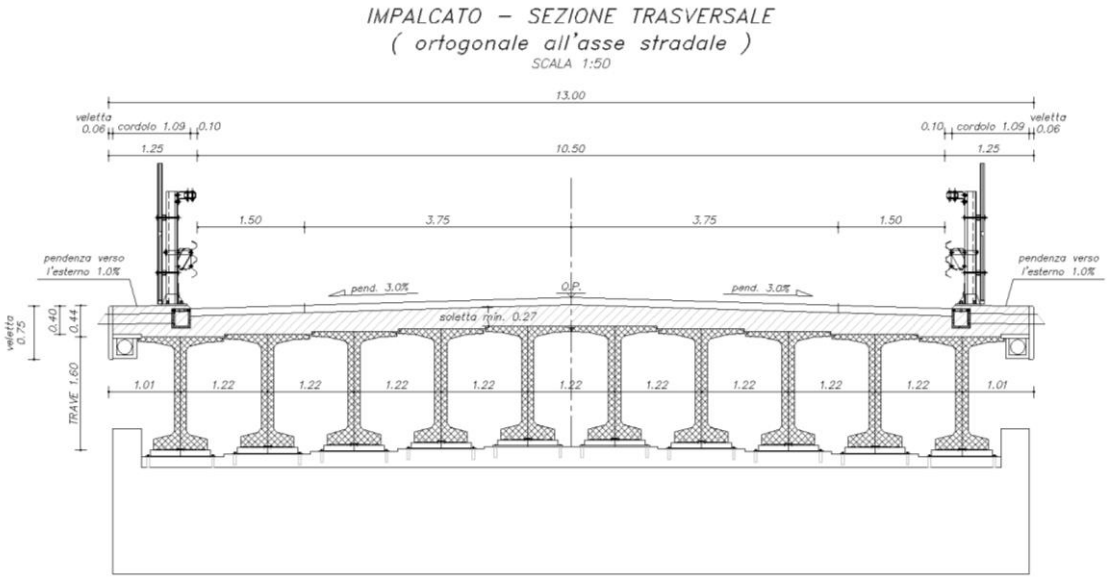


	PILA 1	PILA 2	PILA 3
Q.P.	75.46	75.62	75.78
Q.1	73.07	73.23	73.39
Q.2	66.17	66.33	67.49
Q.3	64.52	64.68	65.84

Sezione traversale



Sezione longitudinale



Sezione tipo

Le quattro campate hanno luce di calcolo 32.08 e 29.30 m; la larghezza complessiva dell'impalcato è di 10.50+1.25x2 m.

Le travi hanno altezza di 1.60 m e sono n.10 interasse 1.22 m in ogni campata.

Per l'impalcato (soletta, travi e traversi) si rimanda alla relazione specifica.

Il sistema strutturale è costituito da luci di adeguata lunghezza e posti al di sopra della quota di progetto dell'asse stradale con franchi sufficienti. Le opere saranno adagiate su un letto di calcestruzzo a basso dosaggio "*magrone*" di circa *15 cm*. Le infrastrutture hanno la sezione per garantire un franco minimo per consentire il transito veicolare. Al di sopra dell'estradosso della soletta si realizza la pavimentazione stradale.

La presente relazione di calcolo prende in considerazione le azioni tipiche di una struttura viaria soggetta alle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali *D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni*.

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.1 Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al *D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni),* i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

3.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC.
Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

I carichi sono denominati:

- ✓ G_k valore caratteristico del carico permanente, costituito dai pesi propri e dalla pressione del terreno;
- ✓ Q_k valore caratteristico di carichi accidentali di tipo stradale.
- ✓ E azione sismica

Come già anticipato, le verifiche sono tutte effettuate nei riguardi degli stati limite ultimi SLU, sismici SLV e di esercizio SLE.
Gli stati limite introducono dei coefficienti moltiplicativi γ sulle azioni di calcolo, generalmente maggiori dell'unità.
Parimenti per le resistenze dei materiali si introducono dei coefficienti riduttivi applicati alle resistenze dei materiali.

<u>Combinazione fondamentale agli SLU:</u>

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

Frequente $\Rightarrow$ $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente $\Rightarrow$ $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Rara $\Rightarrow$ $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Nelle NTC sono contenute diverse tabelle con i coefficienti moltiplicativi da utilizzare per le varie combinazioni SLU ed SLE, si riporta quella per le azioni di calcolo SLU;

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	**EFFETTO**	**SIMBOLO γF**	**EQU**	**A1 (STR)**	**A2 (GEO)**
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.35	1.0
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili da traffico *(da Tab. 5.1.V NTC)*	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

3.1 Programma di calcolo

Di seguito si indicano (si riporta l'uscita del programma di calcolo per il modello strutturale) l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

PROSAP

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2013-04-162)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Dati utente finale:	STIGEA s.r.l.
Codice Utente:	dsi2332
Codice Licenza:	Licenza dsi2332

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ***ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico***. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico,dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame ***sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.***

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO

Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 14-01-2008
Azione sismica	
Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 14-01-2008
Combinazioni dei casi di carico	
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU terreno A1	NO
SLU terreno A2	NO
SLU terreno G	SI
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

K * **u** = **F** dove **K** = matrice di rigidezza

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo ***TRUSS*** (biella-D2)
- Elemento tipo ***BEAM*** (trave-D2)
- Elemento tipo ***MEMBRANE*** (membrana-D3)
- Elemento tipo ***PLATE*** (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo ***BOUNDARY*** (molla)
- Elemento tipo ***STIFFNESS*** (matrice di rigidezza)
- Elemento tipo ***BRICK*** (elemento solido)
- Elemento tipo ***SOLAIO*** (macro elemento composto da più membrane)

Modalità di presentazione dei risultati.
La presente relazione, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini: per i dati in ingresso: • modello solido della struttura • numerazione di nodi e ed elementi • configurazioni di carico statiche • configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità per le combinizioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura) • configurazioni deformate • diagrammi e inviluppi delle azioni interne • mappe delle tensioni • reazioni vincolari • mappe delle pressioni sul terreno per il progetto-verifica degli elementi

- diagrammi di armatura
- percentuali di sfruttamento
- mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.
Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l' elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

La presente relazione viene redatta in accordo con il D.M.14-01-2008 (NTC2008).

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube}$ = 15 N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl}$ = 12 N/mm^2
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	-

4.2 Conglomerato cementizio pali

Classe	C28/35	
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube}$ = 35 N/mm^2	
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl}$ = 28 N/mm^2	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 0{,}85 * f_{ck}/1{,}5 = 15.87$ N/mm^2	
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0{,}30 * f_{ck}^{2/3}$	= 1.89 N/mm^2
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\,0,05} = 0{,}7 * f_{ctm}$	= 1.33 N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$	= 0.88 N/mm^2
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	=16.80 N/mm^2
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	=12.60 N/mm^2
Classe di esposizione	XC2	
Classe di consistenza	S4	

4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz.

Classe	C32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube}$ = 40 N/mm^2	
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl}$ = 32 N/mm^2	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 0{,}85 * f_{ck}/1{,}5 = 18.13$ N/mm^2	
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0{,}30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3.02 N/mm^2
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\,0,05} = 0{,}7 * f_{ctm}$	= 2.12 N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$	= 1.41 N/mm^2
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	=19.20 N/mm^2
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	=14.40 N/mm^2

Classe di esposizione	XC2 – XC4 – XF2
Classe di consistenza	S4

4.4 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ N/mm^2
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm^2
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1{,}15 = 391{,}30$ N/mm^2

4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h. Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h, per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a mm, pertanto c_{nom}=mm, valore valido per tutte le parti di struttura.

Il copriferro netto minimo considerato per le opere in oggetto è pari a 4 cm.

4.6 Aderenza barre in c.a.

Si valuta la condizione cautelativa di una struttura realizzata con calcestruzzo classe minima C25/30 e acciaio per c.a. B450C sfruttato al 70% con un diametro inferiore a ∅32 mm; seguono i seguenti valori minimi di lunghezza di ancoraggio per barre in zona tesa e compressa :

$$l_{min} = \frac{1}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \times \phi$$

$$l_{min} = \left\{ \begin{array}{l} \dfrac{l_{min_zona_tesa}}{\phi} \rightarrow \dfrac{1}{4} \times \dfrac{450 \times 0.70}{\dfrac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5 \times 1.5}} \\ \dfrac{l_{min_zona_compr}}{\phi} \rightarrow \dfrac{1}{4} \times \dfrac{450 \times 0.70}{\dfrac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5}} \end{array} \right\}$$

$l_{min\ zona\ tesa}$ = [56 ∅]$_{100\%}$ = [40 ∅]$_{70\%}$

$l_{min\ zona\ compr}$ = [38 ∅]$_{100\%}$ = [30 ∅]$_{70\%}$

Come prescrizione minima, a meno di valutazioni specifiche, si adottano :

$l_{min\ zona\ tesa}$ = 40 ∅

$l_{min\ zona\ compr}$ = 30 ∅

5 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per le caratteristiche geo-meccaniche del terreno si sono assunte le seguenti quantità:

- Peso proprio terreno $\gamma_\tau = 19$ KN/m^3
- Angolo di attrito interno $\phi = 30°$
- Coesione c = 0 KPa

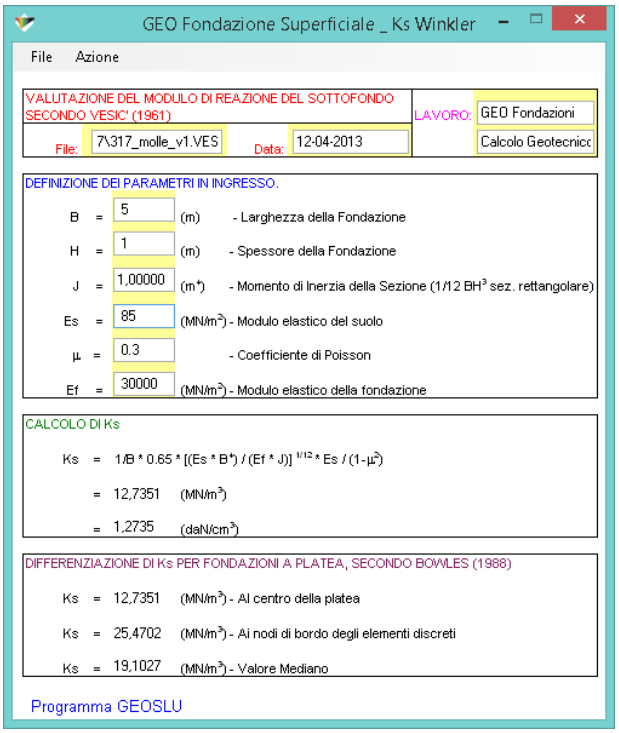
Il coefficiente di spinta a riposo e attiva per il calcolo delle spinte del terreno vale:

- Ko = 1 – senφ = 0.50
- Ka = 0.333

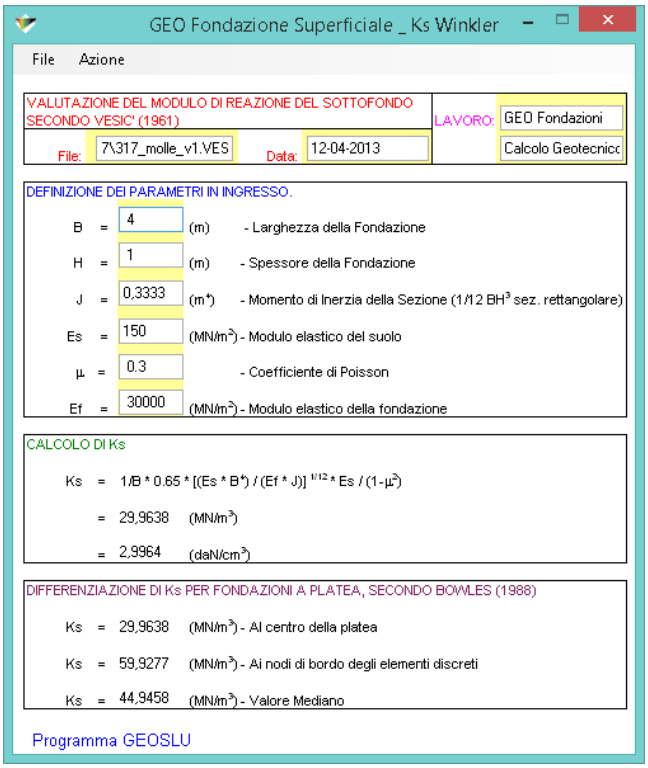
Il modello del terreno di fondazione si assume essere secondo la teoria di *Winkler*.
La costante di sottofondo presa di riferimento per i calcoli è la seguente:

$$K_{w_v} = 2.00 \text{ daN/cm}^3$$
$$K_{w_v} = 5.00 \text{ daN/cm}^3$$

Si allega calcolo molle con modello alla Winkler in base allle caratteristiche del suolo e della struttura per due condizioni estremanti (sopra riportate) atte ad ottenere le azioni massime sulle fondazioni :



Molla k= 2 daN/cmc



GEO Fondazione Superficiale _ Ks Winkler

File Azione

VALUTAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO SECONDO VESIC' (1961)

LAVORO: GEO Fondazioni

Calcolo Geotecnicc

File: 7\317_molle_v1.VES Data: 12-04-2013

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI IN INGRESSO.

B = 4 (m) - Larghezza della Fondazione

H = 1 (m) - Spessore della Fondazione

J = 0,3333 (m^4) - Momento di Inerzia della Sezione (1/12 BH^3 sez. rettangolare)

Es = 150 (MN/m^2) - Modulo elastico del suolo

μ = 0.3 - Coefficiente di Poisson

Ef = 30000 (MN/m^2) - Modulo elastico della fondazione

CALCOLO DI Ks

Ks = $1/B * 0.65 * [(Es * B^4) / (Ef * J)]^{1/12} * Es / (1-\mu^2)$

= 29,9638 (MN/m^3)

= 2,9964 (daN/cm^3)

DIFFERENZIAZIONE DI Ks PER FONDAZIONI A PLATEA, SECONDO BOWLES (1988)

Ks = 29,9638 (MN/m^3) - Al centro della platea

Ks = 59,9277 (MN/m^3) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti

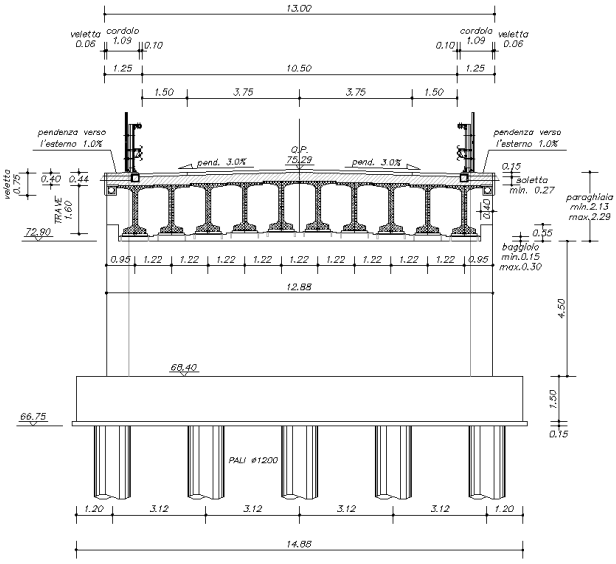
Ks = 44,9458 (MN/m^3) - Valore Mediano

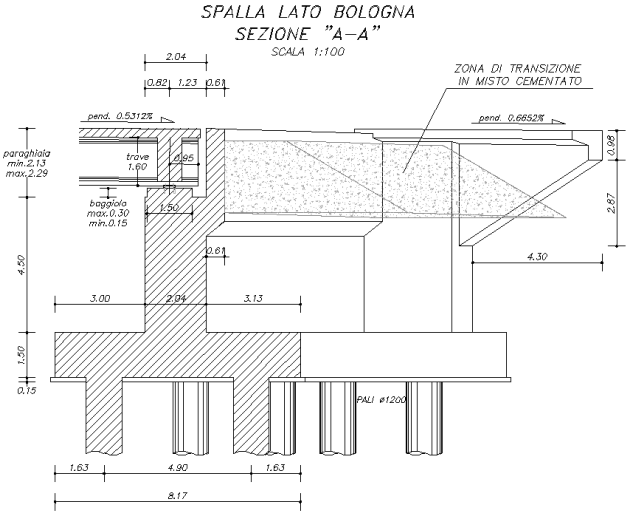
Programma GEOSLU

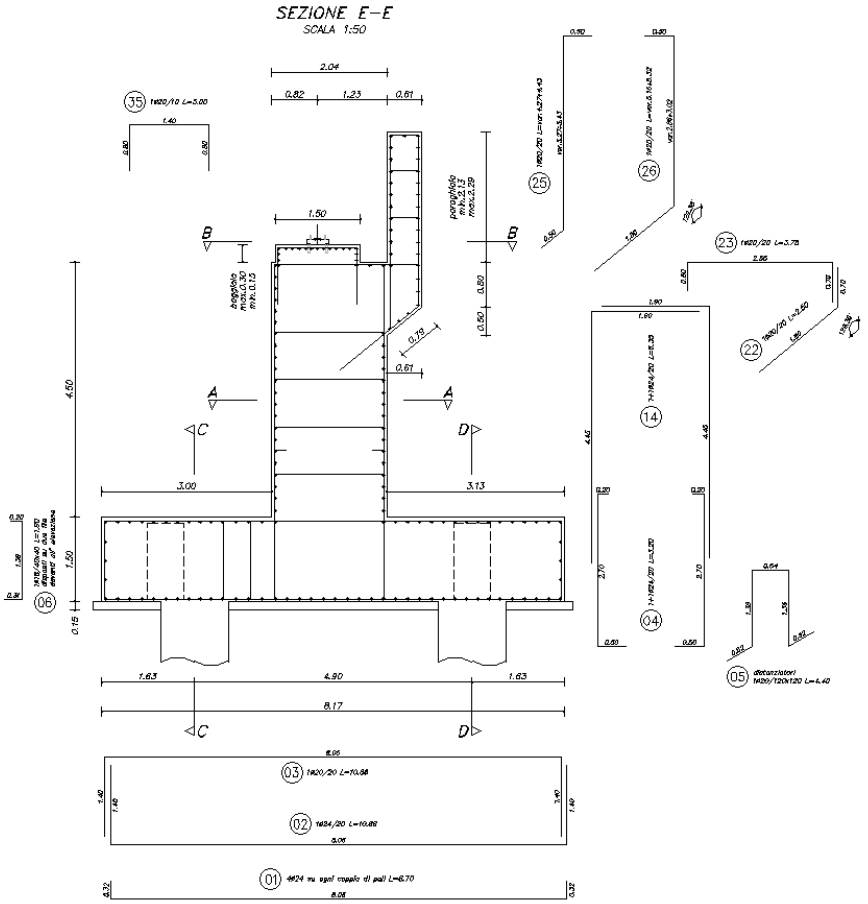
Molla k= 5 daN/cmc

6 GEOMETRIA DELLE SEZIONI TIPO

SEZIONE Spalla

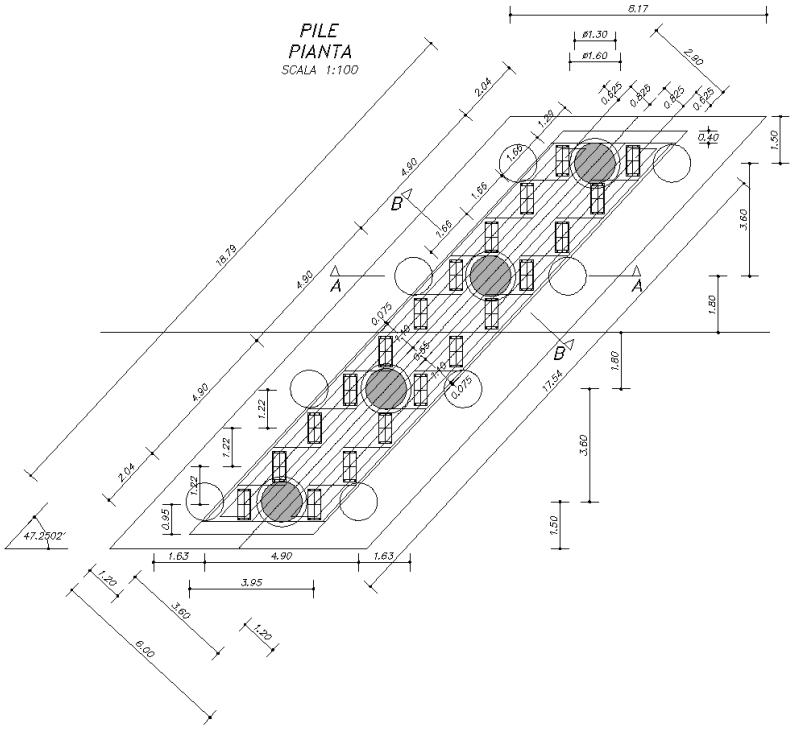


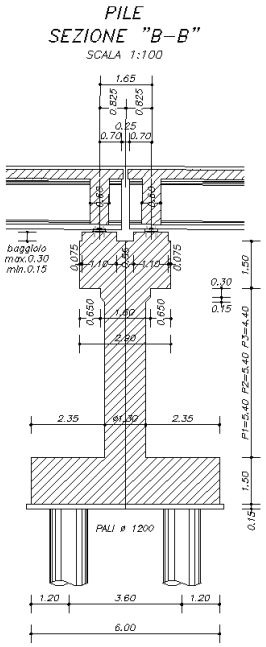


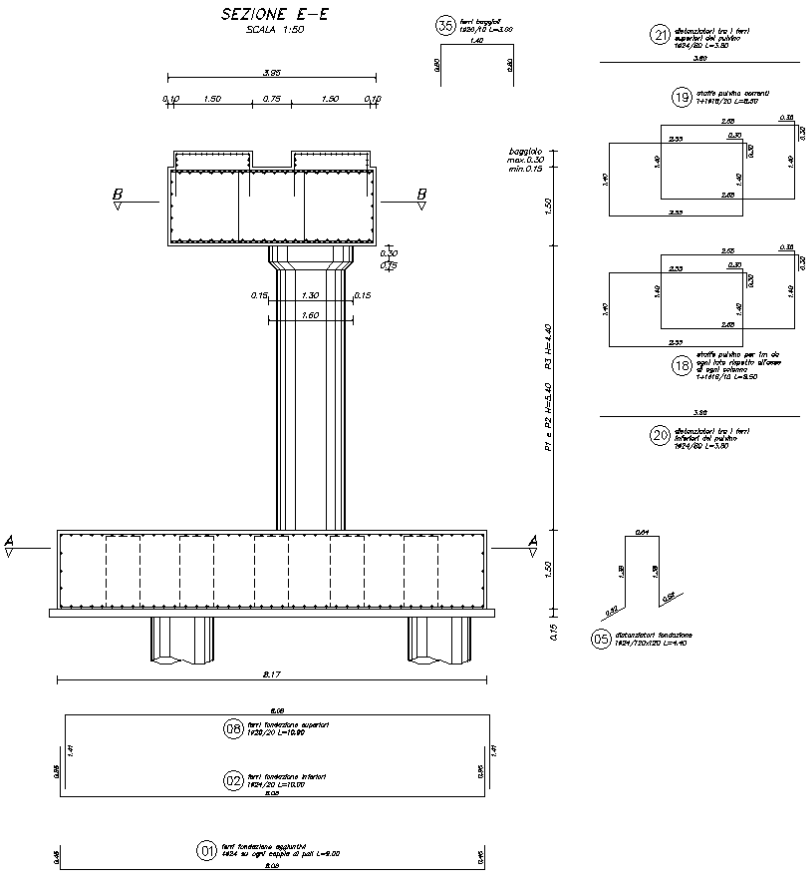


La sezione tipo ha i seguenti spessori: 150 cm plinto, 150 cm elevazione e 30 cm paraghiaia.

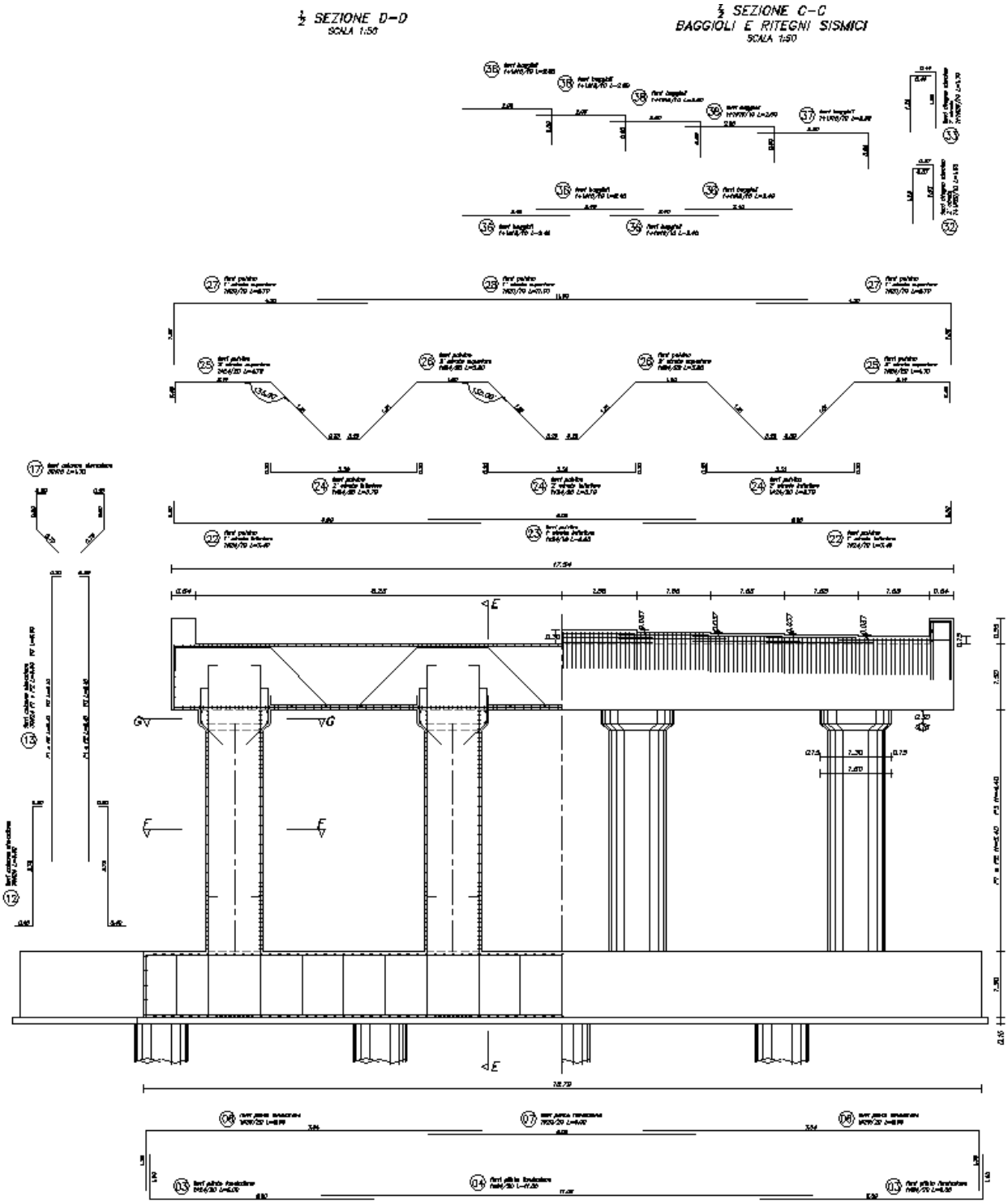
SEZIONE Pila







Elaborato	Revisione		Data
Ponte Rotatoria S.P27	1		

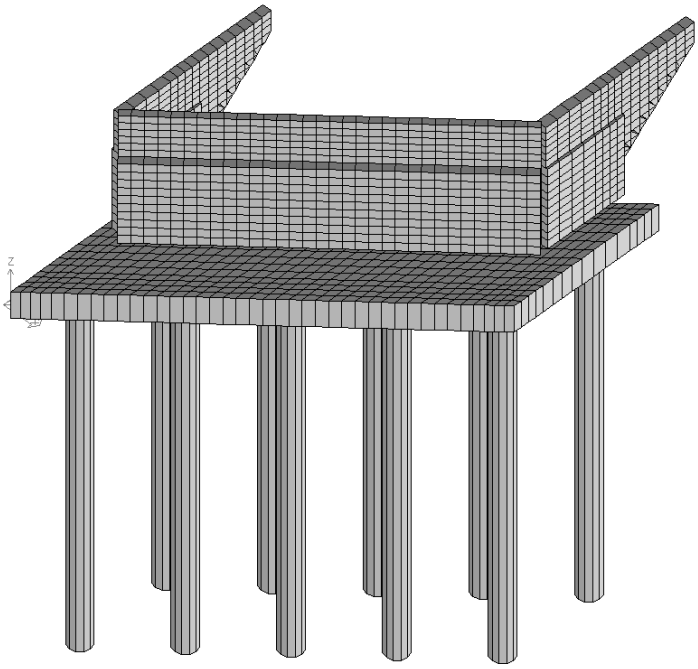


La sezione tipo ha i seguenti spessori: 150 cm plinto, 130 cm colonne elevazione e 150 cm pulvino.

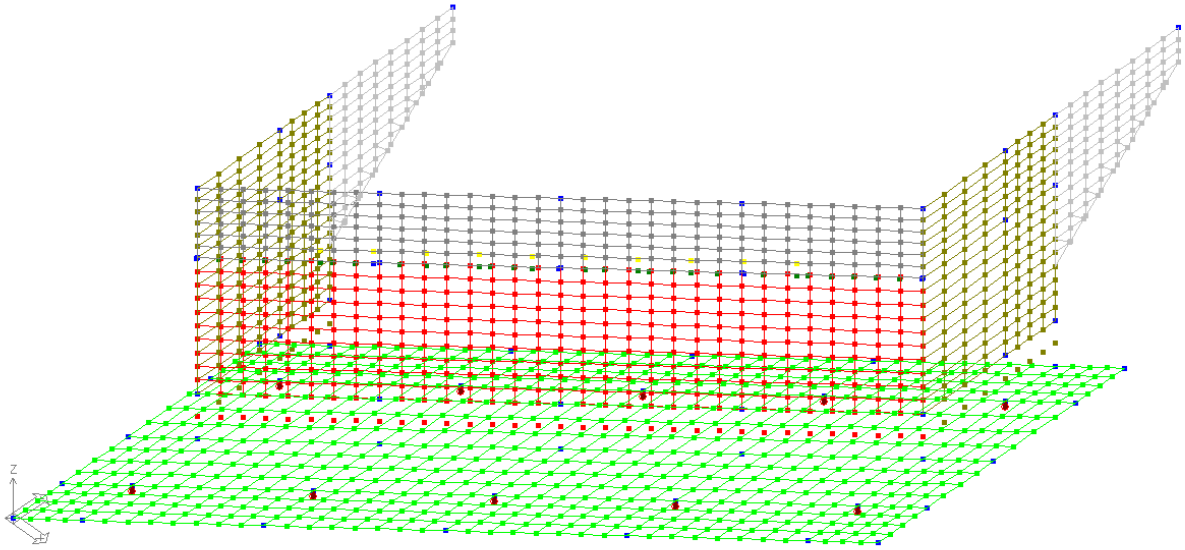
6.1 Modellazione adottata

Si riportano delle immagini con la modellazione adottata per l'analisi agli elementi finiti:

SPALLA

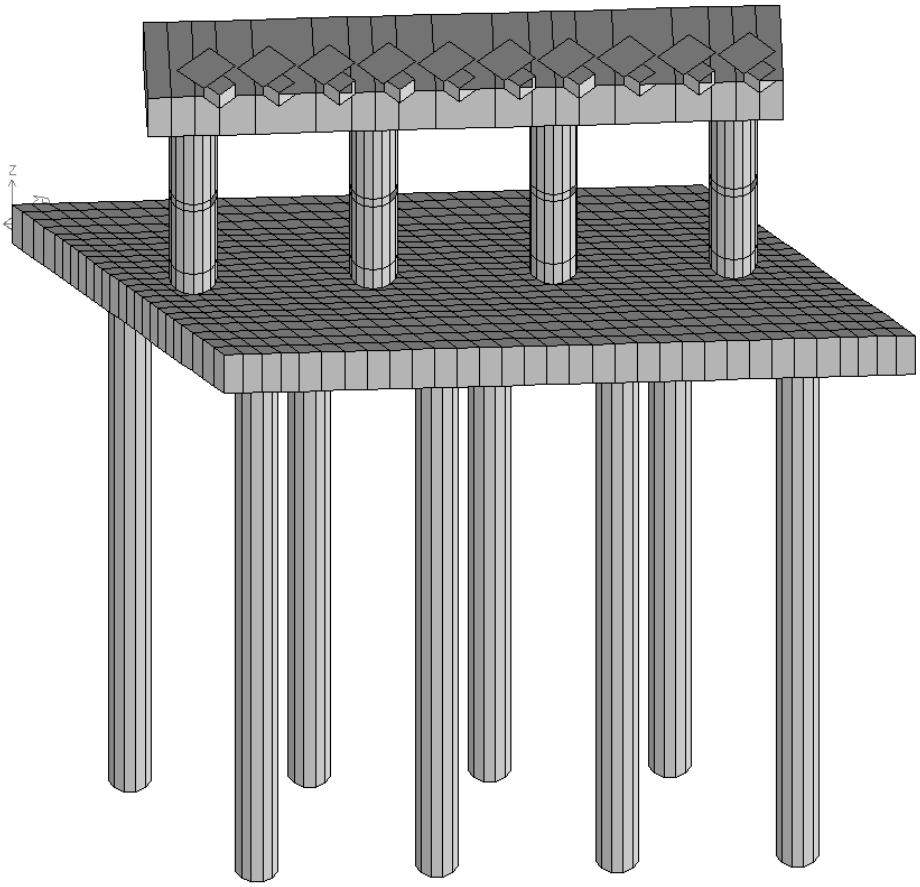


Rendering

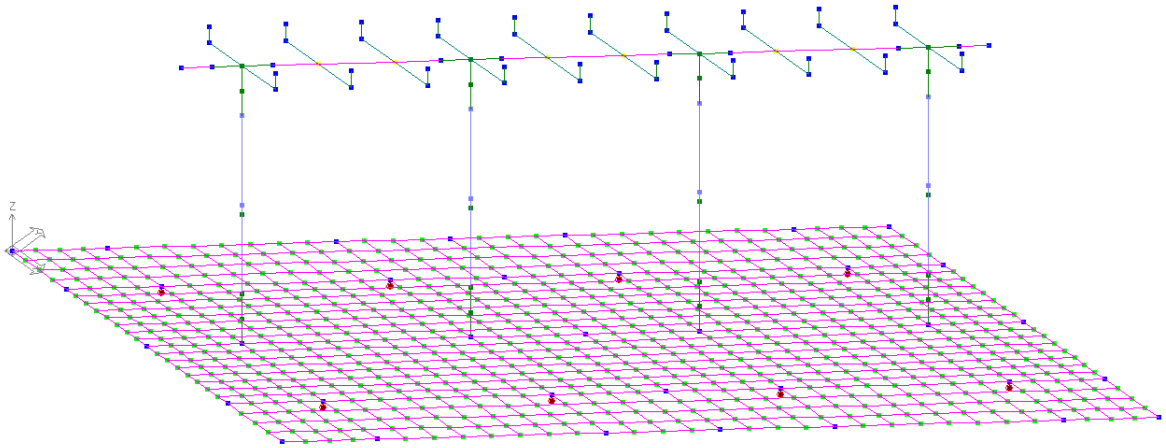


Modello FEM 3D

PILA



Rendering



Modello FEM 3D

Il vincolo alla base è realizzato con pali con molle alla Winkler, in particolare si tratta di beam immerso in suolo elastico multistrato alla Winkler.

Si sono adottati n. due modelli FEM distinti per impalcato e spalla-pila; per l'analisi della spalla si sono applicate le forze derivanti dai carichi gravanti sull'impalcato, le quali vengono successivamente trasformate in masse per l'analisi modale. Data l'elevata rigidezza di spalla e impalcato si ritengo trascurabili i modi associati ai moti rotazionali dell'impalcato il quale tende a manifestarsi come un piano rigido senza mutare il comportamento dei modi della spalla.
Il modello dell'impalcato è implementato in ENG 8.31 e nel post-rocessore GRID per l'analisi di geometrie in pianta a parallelogramma. Le azioni sismiche per le verifiche delle strutture portanti dell'impalcato non sono dimensionanti rispetto alle azioni di peso proprio, carichi permanenti e carichi da traffico.

In particolare per generare le azioni da applicare al modello della spalla si adotta un foglio di calcolo che partendo dalla geometria e dei carichi di normativa genera le azioni da applicare agli appoggi del modello della spalla e la matrice delle combinazioni relative alle NTC'08.

Si conclude osservando che le masse associate ai modi significativi relativi al modello della sola spalla e di spalle e impalcato sono del tutto analoghe, quindi si può procedere nell'analisi adottando il modello della sola spalla-pila in cui si supera l'85% minimo di masse associate ai modi analizzati da normativa ed in particolare tutti i modi principali risultano considerati.

7 ANALISI DEI CARICHI

Seguono le analisi dei carichi per spalle e pile.

Per l'analisi della geometria e dei carichi agenti sulla struttura si è adottato un foglio di calcolo (di cui si riportano le parti essenziali) che conduce alle azioni da appplicare agli appoggi del modello FEM ed alla matrice delle combinazioni.

Le unità di misura sono per le forze "kN", per le distanze "m" e segue per i momenti "kNm", se non diversamente indicato.

L'analisi parte dall'input della geometria e carichi (peso proprio, permanenti, corsie da traffico, vento, frenamento, attrito, centrifuga, sismica, urto e spinte di terreno-carico accidentale e sismica) dell'impalcato (considerando le eccentricità trasversali di pesi propri, permanenti e accidentali e la mobilità dei carichi da traffico anche in senso longitudinale per ottenere le condizioni di verifica più sfavorevoli), per procedere quindi con l'analisi delle permutazioni delle corsie di carico da traffico (eccentricità massima o sforzo normale massimo) sino ad ottenere le combinazioni di verifica relative alla normativa NTC'08.

Seguono le visualizzazioni principali dal foglio di calcolo sopra citato :

Premesse e cautele :

N.B. :

1) Il foglio funziona per ponti di 1° Categoria (non 2° e 3° tipo passerelle pedonali) !!!!!

2) si inserisce in PILA la geom. dell'impalcato

3) si inserisce parte della geom. Nella spalla SOLO se si calcola una spalla

4) inserire le ordinate dello spettro di risposta Sd(qstrutt;Topera) nel foglio COMB per spalla e pila

5) nelle matrici "CASI-CAR" va copiato il caso in esame per PALI e BASE-ELEV

6) nelle matrici "COMB_spalla" e "COMB_pila" va copiato il set di gamma in uso

7) nelle matrici "Ver-N_pali-elevaz" vanno copiati i valori massimi in analisi per PALI e BASE-ELEV

8) Per il sisma corretto vanno messi i fattori long, trasv e vert. in "COMB_spalla" e COMB_pila" a destra

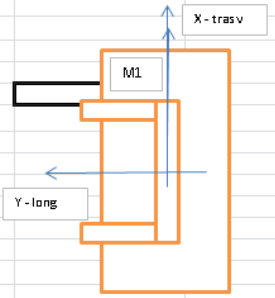
9) vanno inseriti i valori con carattere rosso

10) per scegliere approccio A1 o approccio A2 nel foglio COMB pila o spalla copiare i valori a destra della matrice

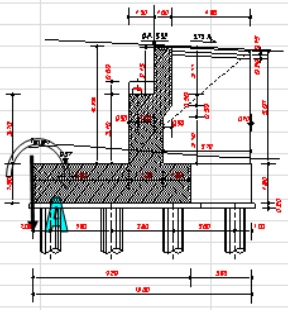
Premesse

1	SPALLA FISSA					[kN;m]
2	(si inserisce in PILA la geom. dell'impalcato)					
3	larghezza pavimentata	10,50				
4	peso pavimentazione [kN/m²]	3,00				
5	largh marciapiede sinistro (max)	1,25				
6	largh marciapiede destro (min)	1,25				
7	altezza marciapiede sinistro	0,15				
8	altezza marciapiede destro	0,15				
9	spessore soletta	0,27				
10	peso traversi(complessivo)	216,00				
11	peso finiture in sinistra	3,00				
12	peso finiture in destra	3,00				
13	numero travi campata 1 (maggiore)	11,00				
14	numero travi campata 1 (minore)	11,00				
15	peso trave campata 1	8,43				
16	peso trave campata 2	8,43				
17	spessore giunto	0,10				
18	peso specifico C.A.	25,00				
19	peso specifico terreno	19,00				
20	larghezza impalcato	13,00				
21	luce campata 1 (maggiore)	23,40				
22	luce di calcolo campata 1	22,00				
23	luce campata 2	23,40				
24						
25						
26	CARICHI PERMANENTI					
27	campata 1	N		e		M_{trasv} = N x e
28	pavimentazione	368,92	x	0,000	=	0,00
29	soletta	1026,68	x	0,000	=	0,00
30	travi	1080,62	x	0,000	=	0,00
31	traversi	108,00	x	0,000	=	0,00
32	marciapiede sinistro	54,84	x	-5,875	=	-322,21

UNITA' DI MISURA: kN,m		
TIPO SPALLA		1,00
(fissa=1 - mobile=0)		
d appoggio-bordo elevazione		0,55
H trave		1,40
retrotrave		0,80
SISMA :		
$a_{g/g}$ orizz	(long. e trasv.)	0,29
$a_{g/g}$ vert		0,13
$a_{g/g}$ max Wood		0,29
ξ longitud.le		0,287
ξ trasversale		0,287
ξ verticale		0,125
camp. tipo 1 colleg.		1,00
camp. tipo 2 colleg.		0,00
Frenamento :		1
	0 no	1 si



Da controllare per mettere il valore che si vuole !!!!



Input SPALLA

Va bene per pila e spalla - Azioni su una fila di appoggi, l'altra fila di appoggi è scarica

1 CAMPATA CARICA — NB: Momenti positivi in senso orario — [kN, m]

N_x e M_x sono con il tandem su quell'appoggio, N_B e M_B sono con il tandem sull'altro appoggio.

1 CAMPATA CARICA - CONDIZIONE 1

Q_{1K}= 300 kN; q_{1K}= 9 kN/mq; Δq 1k= 6,5 kN/mq; q_K= 2,5 kN/mq; q_K= 5 kN/mq; L_1= 23,40 m; L_2= 23,40 m

1) TANDEM SULLA SPALLA	N [kN]	e [m]	M_{trasv} [kNm]
Q_{1K}	584,62	-3,38	-1 973,08
Q_{2K}	389,74	0,00	0,00
Q_{3K}	0,00	3,38	0,00
q_K	202,92	0,00	-361,45
Δq_K	228,15	-3,38	-770,01
Tot. Q	1 405,43		-3 104,54
$q_{K\,sx}$	73,13	-5,88	-429,61

2) TANDEM NON SULLA SPALLA	N [kN]	e [m]	M_{trasv} [kNm]
Q_{1K}	15,38	-3,38	-51,92
Q_{2K}	10,26	0,00	0,00
Q_{3K}	0,00	3,38	0,00
q_K	202,92	0,00	0,00
Δq_K	228,15	-3,38	-770,01
Tot. Q	456,71		-821,93
$q_{K\,sx}$	73,13	-5,88	-429,61

1 CAMPATA CARICA - CONDIZIONE 2

Q_{1K}= 300 kN; Q_{2K}= 200 kN; Q_{3K}= 100 kN; q_{1K}= 9 kN/m²; q_K= 2,5 kN/m²; Δq 1k= 6,5 kN/m2; q_K= 5 kN/m²; L_1= 23,40 m; L_2= 23,40 m

3) TANDEM SULLA SPALLA	N [kN]	e [m]	M_{trasv} [kNm]
Q_{1K}	584,62	-3,38	-1 973,08
Q_{2K}	389,74	0,00	0,00
Q_{3K}	0,00	3,38	0,00
q_K	202,92	0,00	-361,45
Δq_K	228,15	-3,38	-770,01
$+Q_{3K}$	194,87	5,88	429,61
$\Delta q_{K\text{-mancante}}$	104,20	3,47	361,45
Tot Q	1 704,51		-2 313,47
$q_{K\,sx}$	73,13	-5,88	-429,61
$q_{K\,dx}$	73,13	5,875	429,61
Tot q_K	146,25		0,00

4) TANDEM NON SULLA SPALLA	N [kN]	e [m]	M_{trasv} [kNm]
Q_{1K}	15,38	-3,38	-51,92
Q_{2K}	10,26	0,00	0,00
Q_{3K}	0,00	3,38	0,00
q_K	202,92	0,00	0,00
Δq_K	228,15	-3,38	-770,01
$+Q_{3K}$	5,13	5,88	30,13
$\Delta q_{K\text{-mancante}}$	104,20	3,47	361,45
Tot Q	566,04		-430,35
$q_{K\,sx}$	73,13	-5,88	-429,61
$q_{K\,dx}$	73,13	5,88	429,61
Tot q_K	146,25		0,00

Solo per pila - Azioni totali su tutti gli appoggi della pila

TRA I DUE APPOGGI DELLA PILA C'E' circa 1,30m, TRA I 2 Q1K C'E' 1,20m QUINDI CONSIDERO I DUE CARICHI TUTTI SULLA PILA, NON CEDONO NIENTE AGLI APPOGGI ALL'ALTRA ESTREMITA' DELLE CAMPATE DI DX ESX.

2 CAMPATE CARICHE — NB: Momenti positivi in senso orario — [kN, m]

N_x e M_x sono con il tandem su quell'appoggio, N_B e M_B sono con il tandem sull'altro appoggio.

2 CAMPATE CARICHE - CONDIZIONE 1

Q_{1K}= 300 kN; q_{1K}= 9 kN/mq; Δq 1k= 6,5 kN/mq; q_K= 2,5 kN/mq; q_K= 5 kN/mq; L_1= 23,40 m; L_2= 23,40 m

1) TANDEM SULLA PILA	N [kN]	e [m]	Mtrasv [kNm]
Q_{1K}	600,00	-3,38	-2025,00
Q_{2K}	400	0,00	0,00
Q_{3K}	0	3,38	0,00
q_K	405,8438	-1,78	-722,91
Δq_K	456,3	-3,375	-1540,01
Tot. Q	1 862,14		-4 287,92
$q_{K\,sx}$	146,25	-5,88	-859,22

2) TANDEM NON SULLA PILA	N [kN]	e [m]	Mtrasv [kNm]
Q_{1K}	0,00	-3,38	0,00
Q_{2K}	0,00	0,00	0,00
Q_{3K}	0,00	3,38	0,00
q_K	405,8438	-1,78	-722,91
Δq_K	456,3	-3,38	-1540,01
Tot. Q	862,14		-2 262,92
$q_{K\,sx}$	146,25	-5,88	-859,22

2 CAMPATE CARICHE - CONDIZIONE 2

Q_{1K}= 300 kN; Q_{2K}= 200 kN; Q_{3K}= 100 kN; q_{1K}= 9 kN/m²; q_K= 2,5 kN/m²; Δq 1k= 6,5 kN/m2; q_K= 5 kN/m²; L_1= 23,40 m; L_2= 23,40 m

3) TANDEM SULLA PILA	N [kN]	e [m]	M_{trasv} [kNm]
Q_{1K}	600,00	-3,38	-2 025,00
Q_{2K}	400,00	0,00	0,00
Q_{3K}	0,00	3,38	0,00
q_K	405,84	-1,78	-722,91
Δq_K	456,30	-3,38	-1 540,01
$+Q_{3K}$	200,00	3,38	675,00
$\Delta q_{K\text{-mancante}}$	208,41	3,47	722,91
Tot Q	2 270,55		-2 890,01
$q_{K\,sx}$	146,25	-5,88	-859,22
$q_{K\,dx}$	146,25	5,875	859,22
Tot q_K	292,50		0,00

4) TANDEM NON SULLA PILA	N [kN]	e [m]	M_{trasv} [kNm]
Q_{1K}	0,00	-3,38	0,00
Q_{2K}	0,00	0,00	0,00
Q_{3K}	0,00	3,38	0,00
q_K	405,84	-1,78	-722,91
Δq_K	456,30	-3,38	-1 540,01
$+Q_{3K}$	0,00	3,38	0,00
$\Delta q_{K\text{-mancante}}$	208,41	3,47	722,91
Tot Q	1 070,55		-1 540,01
$q_{K\,sx}$	146,25	-5,88	-859,22
$q_{K\,dx}$	146,25	5,88	859,22
Tot q_K	292,50		0,00

Azioni da traffico nelle varie combinazioni (con Nmax o Mmax in senso trasversale e N sulla spalla o sul lato opposto in senso longitudinale) per modello FEM in PROSAP a livello degli appoggi.

Combinazioni e coefficienti per Spalla modello in PROSAP secondo NTC'08

Spalla / N.	Comb.	Casi / Cod. Ver.	LC01 Pp	LC02 Cp_terra pinto	LC03 Cp_impalc_1camp	LC04 NON C'E' - Cp_impalc_2camp	LC05 S terra tergo	LC06 S sovracc Qacc tergo	LC07 Q1k Emax - NO su spalla	LC08 Q1k Mmax - NO su spalla	LC09 Q1k Emax - su spalla	LC10 Q1k Mmax - su spalla	LC11 Folla SX	LC12 Folla DX	LC13 Frenamento	LC14 Vento carico	LC15 Vento scarico	LC16 Attrito	LC17 Ss terra sovraspinta sisma -Y	LC18 Sisma - α=90° +Y long	LC19 Sisma - α=0° +X trasv	LC20 Sisma - +Z vert	LC21 Urto long	LC22 Urto trasv
1	C1_SLU_1	1	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	C2_SLU_2	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0	0	0	0,9	0	0	0	0	0	0	0
3	C3_SLU_3	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0,9	0	0,90	0	0	0	0	0	0
4	C4_SLU_4	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0,9	0	0,90	0	0	0	0	0	0
5	C5_SLU_5	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	0	1,35	0	1,35	0	0	0,9	0	0,90	0	0	0	0	0	0
6	C6_SLU_6	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	0	0	1,35	1,35	1,35	0	0,9	0	0,90	0	0	0	0	0	0
7	C7_SLU_7	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,013	1,013	0	0	0	0	0	1,50	0,9	0	0,90	0	0	0	0	0	0
8	C8_SLU_8	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,013	0	1,013	0	0	0	0	1,50	0,9	0	0,90	0	0	0	0	0	0
9	C9_SLU_9	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,013	0	0	1,013	0	0	0	1,50	0,9	0	0,90	0	0	0	0	0	0
10	C10_SLU_10	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,013	0	0	0	1,013	0	0	1,50	0,9	0	0,90	0	0	0	0	0	0
11	C11_SLU_11	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,013	1,013	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0,90	0	0	0	0	0	0
12	C12_SLU_12	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,013	0	1,013	0	0	0	0	0	1,5	0	0,90	0	0	0	0	0	0
13	C13_SLU_13	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,013	0	0	1,013	0	0	0	0	1,5	0	0,90	0	0	0	0	0	0
14	C14_SLU_14	1	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,013	0	0	0	1,013	0	0	0	1,5	0	0,90	0	0	0	0	0	0
15	C15_Sisma_1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,00	1,00	0,30	0,30	0	0
16	C16_Sisma_2	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,00	0,30	1,00	0,30	0	0
17	C17_Sisma_3	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,00	0,30	0,30	1,00	0	0
18	C18_Sisma_4	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	-1,00	0,30	0,30	0	0
19	C19_Sisma_5	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,00	0,30	-1,00	0,30	0	0
20	C20_Sisma_6	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,00	0,30	0,30	-1,00	0	0
21	C21_Sisma_7	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,00	1,00	-0,30	-0,30	0	0
22	C22_Sisma_8	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	-0,30	1,00	-0,30	0	0
23	C23_Sisma_9	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	-0,30	-0,30	1,00	0	0
24	C24_Sisma_10	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	-1,00	-0,30	-0,30	0	0
25	C25_Sisma_11	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	-0,30	-1,00	-0,30	0	0
26	C26_Sisma_12	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	-0,30	-0,30	-1,00	0	0
27	C27_SLE_r_1	2	1	1	1	0	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0,60	0	0,60	0	0	0	0	0	0
28	C28_SLE_r_2	2	1	1	1	0	1	1	0	1	0	0	1	1	0	0,60	0	0,60	0	0	0	0	0	0
29	C29_SLE_r_3	2	1	1	1	0	1	1	0	0	1	0	1	0	0	0,60	0	0,60	0	0	0	0	0	0
30	C30_SLE_r_4	2	1	1	1	0	1	1	0	0	0	1	1	1	0	0,60	0	0,60	0	0	0	0	0	0
31	C31_SLE_r_5	2	1	1	1	0	1	0,75	0,75	0	0	0	0	0	1	0,60	0	0,60	0	0	0	0	0	0
32	C32_SLE_r_6	2	1	1	1	0	1	0,75	0	0,75	0	0	0	0	1	0,60	0	0,60	0	0	0	0	0	0
33	C33_SLE_r_7	2	1	1	1	0	1	0,75	0	0	0,75	0	0	0	1	0,60	0	0,60	0	0	0	0	0	0
34	C34_SLE_r_8	2	1	1	1	0	1	0,75	0	0	0	0,75	0	0	1	0,60	0	0,60	0	0	0	0	0	0
35	C35_SLE_r_9	2	1	1	1	0	1	0,75	0,75	0	0	0	0,75	0	0	1	0	0,60	0	0	0	0	0	0
36	C36_SLE_r_10	2	1	1	1	0	1	0,75	0	0,75	0	0	0,75	0,75	0	1	0	0,60	0	0	0	0	0	0
37	C37_SLE_r_11	2	1	1	1	0	1	0,75	0	0	0,75	0	0,75	0	0	1	0	0,60	0	0	0	0	0	0
38	C38_SLE_r_12	2	1	1	1	0	1	0,75	0	0	0	0,75	0,75	0,75	0	1	0	0,60	0	0	0	0	0	0
39	C39_SLE_f_1	3	1	1	1	0	1	0,75	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0
40	C40_SLE_f_2	3	1	1	1	0	1	0,75	0	0,75	0	0	0,75	0,75	0	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0
41	C41_SLE_f_3	3	1	1	1	0	1	0,75	0	0	0,75	0	0,75	0	0	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0
42	C42_SLE_f_4	3	1	1	1	0	1	0,75	0	0	0	0,75	0,75	0,75	0	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0
43	C43_SLE_f_5	3	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0,20	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0
44	C44_SLE_f_6	3	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0,20	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0
45	C45_SLE_f_7	3	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0,20	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0
46	C46_SLE_f_8	3	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0,20	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0
47	C47_SLE_qp_1	4	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0
48	C48_SLU_Urto_long	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
49	C49_SLU_Urto_trasv	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Comb. dei carichi :

SLU = $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots$

SLV = $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots$

SLE r = $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots$

SLE f = $G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots$

SLE qp = $G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots$

Eccezz = $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots$

γ	Uso STR	A1 STR	A2 GEO	
γ_{Pp}	1,35	1,35	1,00	Copiare quello di interesse
γ_{Cp}	1,35	1,35	1,00	
$\gamma_{Cp\text{-}ncd}$	1,50	1,50	1,30	
γ_{Cacc}	1,35	1,35	1,15	
$\gamma_{N\text{-}V\text{-}Fren\text{-}Att}$	1,50	1,50	1,30	

	Q1k	q1k	qf	
ψ 0	0,75	0,4	0,4	Rare
ψ 1	0,75	0,4	0,4	Freq
ψ 2	0	0	0	Q.perm

	V scar	V car	
ψ 0	0,60	0,60	Rare
ψ 1	0,20	0,00	Freq
ψ 2	0,00	0,00	Q.perm

	Neve	Fren	Attr	
ψ 0	0,00	0,60	0,60	Rare
ψ 1	0,00	0,20	0,20	Freq
ψ 2	0,00	0,00	0,00	Q.perm

Sisma :	Spalla		
ξ orizz =	1,07		
ξ vert. =	2,12		
q orizz =	1		
q vert =	1		
$(Sxa_g/g)_{orizz}$	0,517	Plateau	Da foglio excel
$(Sxa_g/g)_{vert}$	0,177	Plateau	Da foglio excel
$(Sxa_g/g)_{orizz}$	0,267	S(t=0)	Da foglio excel
$(Sxa_g/g)_{vert}$	0,125	S(t=0)	Da foglio excel
$(Sxa_g/g)_{orizz}$	0,267	Prosap	Da Prosap per T opera
$(Sxa_g/g)_{vert}$	0,059	Prosap	Da Prosap per T opera

Combinazioni sisma :

Ss terra -Y	+Y	+X	+Z					
-1	1	0,3	0,3	→	-1,07	1,07	0,32	0,64
-1	0,3	1	0,3		-1,07	0,32	1,07	0,64
-1	0,3	0,3	1		-1,07	0,32	0,32	2,12
1	-1	0,3	0,3		1,07	-1,07	0,32	0,64
-1	0,3	-1	0,3		-1,07	0,32	-1,07	0,64
-1	0,3	0,3	-1		-1,07	0,32	0,32	-2,12
-1	1	-0,3	-0,3		-1,07	1,07	-0,32	-0,64
1	-0,3	1	-0,3		1,07	-0,32	1,07	-0,64
1	-0,3	-0,3	1		1,07	-0,32	-0,32	2,12
1	-1	-0,3	-0,3		1,07	-0,32	-1,07	-0,64
1	-0,3	-1	-0,3		1,07	-0,32	-1,07	-0,64
1	-0,3	-0,3	-1		1,07	-0,32	-0,32	-2,12
Moltip comb. sisma :								
1,00	1,00	1,00	1,00					
1,07	1,07	1,07	2,12					

Segue lo sviluppo della descrizione per i singoli casi di carico.

7.1 Analisi dei carichi spalla

Segue l'analisi della spalla.

7.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1)

I peso propri della struttura elaborati in automatico dal programma di calcolo.
Sono esplicitati nel foglio di calcolo già sopra riportato e in seguito riportati come carichi del modello FEM.

7.1.2 Carichi permanenti portati (g2)

I carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) risultano i seguenti :

Barriere di sicurezza	Q_{barr_sic} = 1.50 kN/m
Parapetti	Q_{parap} = 0.50 kN/m
Veletta in c.a.	$Q_{veletta}$ = 1.00 kN/m

CARICHI PERMANENTI					
campata 1	**N**		**e**		**M_{trasv} = N x e**
pavimentazione	505,77	x	0,000	=	0,00
soletta	1407,51	x	0,000	=	0,00
travi	1920,80	x	0,000	=	0,00
traversi	198,00	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro	75,19	x	-5,875	=	-441,73
marciapiede destro	75,19	x	5,875	=	441,73
finiture in sinistra	48,12	x	-5,875	=	-282,71
finiture in destra	48,12	x	5,875	=	282,71
	- **4278,69** -		0,000		- 0,00 -
campata 2	**N**		**e**		**M_{trasv} = N x e**
pavimentazione	461,94	x	0,000	=	0,00
soletta	1285,54	x	0,000	=	0,00
travi	1753,83	x	0,000	=	0,00
traversi	198,00	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro	68,67	x	-5,875	=	-403,45
marciapiede destro	68,67	x	5,875	=	403,45
finiture in sinistra	43,95	x	-5,875	=	-258,21
finiture in destra	43,95	x	5,875	=	258,21
	-				-

	3924,54	0,000		0,00
	-		-	

7.1.3 Altre azioni permanenti (g3)

Le spinte delle terre ed idrauliche sono presenti sulla struttura in oggetto :

La spinta idraulica non è agente sulla struttura in oggetto.

SPINTA DEL TERRENO LONG.						
coeff.spinta attiva		0,333				
coeff.spinta riposo		0,5				
altezza terreno tot		8,3	m			
Altezza terreno elav.		6,8	m	**H**		**Mlong.**
Elevaz. Alla base	**spinta a riposo**			**2943,18**	x	2,27	**6671,20**
	spinta attiva			**1960,16**	x	2,27	**4443,02**
Plinto	**spinta a riposo**			**4384,85**	x	2,77	**12131,41**
	spinta attiva			**2920,31**	x	2,77	**8079,52**

SOVRACCARICO ACC. LONG.				**H**			**Mlong.**
Base Elevaz.		20	kN/m^2	**606,86**	x	3,4	**2063,32**
Plinto	valore del sovraccarico	20	kN/m^2	**740,73**	x	4,15	**3074,01**

7.1.4 Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (ε2)

Gli effetti del ritiro non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

7.1.5 Azioni Variabili da Traffico

Il ponte è stato studiato facendo riferimento ai carichi dati dal D.M. 14.01.2008 per i ponti di I^a Categoria, secondo quanto previsto dalle NTC 2008 par. 5.1.3.3, di cui seguono gli estratti.

Le larghezze *wl* delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nella figure sottostanti tratte dalle Norme Tecniche. Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

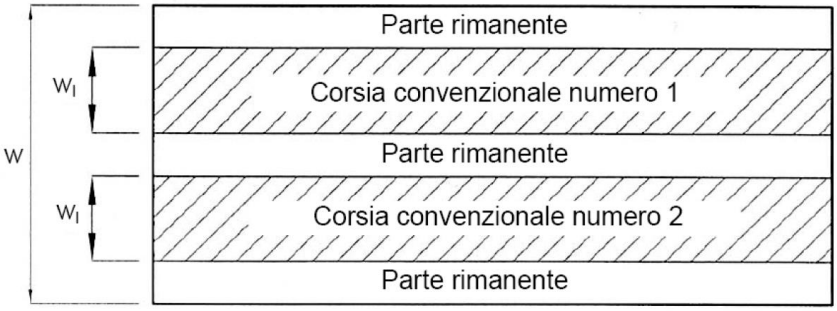


Tabella 5.1.I - *Numero e Larghezza delle corsie*

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5{,}40$ m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
$5{,}4 \leq w < 6{,}0$ m	$n_l = 2$	w/2	0
$6{,}0$ m $\leq w$	$n_l = \mathrm{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3{,}00 \times n_l)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

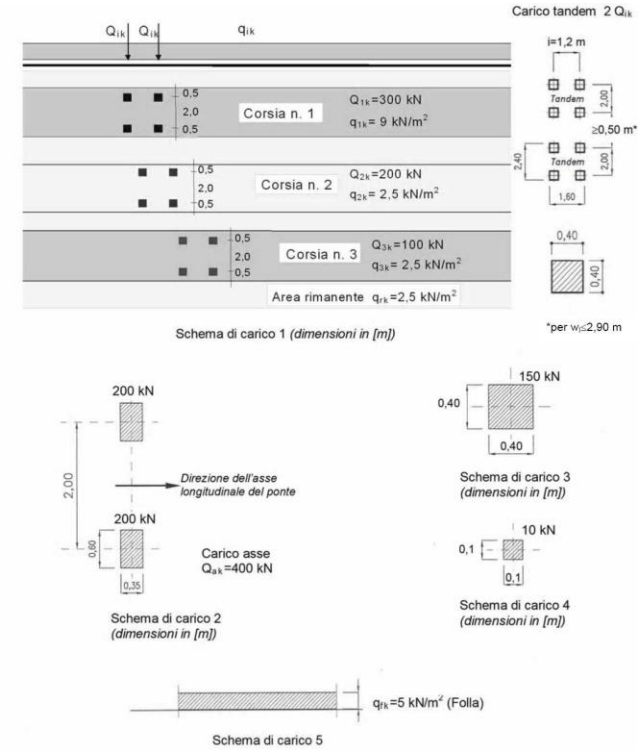
Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici:

SC1 -Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

SC2 -Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

SC4 -Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

SC5 -Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m^2. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m^2. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



Sovraccarico sui marciapiedi:

il sovraccarico della folla è pari a q_{fk} = 5 kN/mq

Si determinano i valori caratteristici delle azioni dovute al traffico secondo la tabella 5.1.IV delle Norme Tecniche 2008:

Tabella 5.1.IV – *Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico*

	Carichi sulla carreggiata					***Carichi su marciapiedi e piste ciclabili***
	Carichi verticali			**Carichi orizzontali**		**Carichi verticali**
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente. distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m^2
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Q1k =	300,00	kN	q1k =	9,00	kN/mq	Carichi NTC 2008
Q2k =	200,00	kN	q2k =	2,50	kN/mq	

Q3k =	100,00	kN	qrk = q3k =	2,50	kN/mq
Qfk =	5,00	kN/mq	Δq1k=q1k-qrk	6,50	kN/mq

Stesa di carico COND.1 e COND.2 :		
Q2k (66% di Q1k)	1,00	0,00
Q3k (33% di Q1k)	0,00	1,00
100%(Qfk)	1,00	1,00

COND. 1 (parz): 1 o 2 colonne di carico

COND. 2 (tot) : 2 o 3 colonne di carico

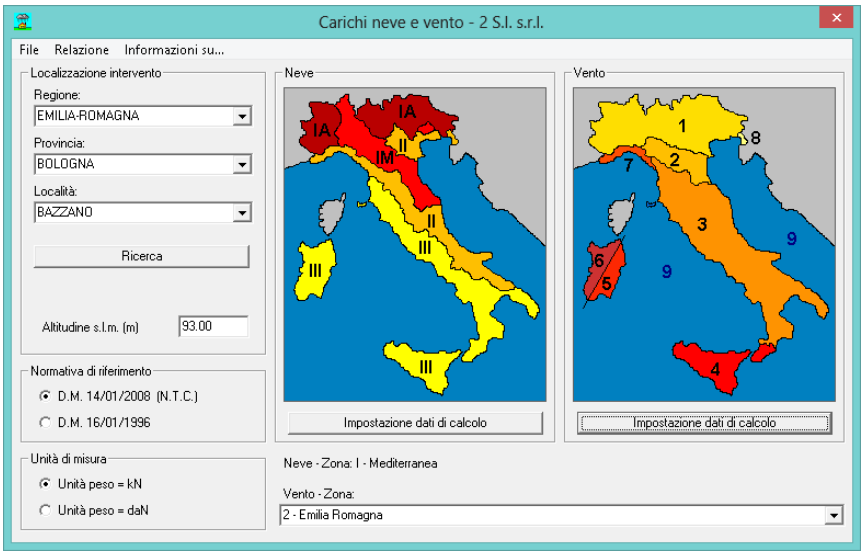
CARICHI ACCIDENTALI		I carichi sono ancora al netto del coefficiente dinamico indicato accanto				
1 campata carica L=	**32,08**					
condizione 1		**N**		**e**		**M_{trasv} = N x e**
Qfk =	SX	100,25	x	-5,875	=	-588,97
Q1k =		588,78	x	-3,375	=	-1987,13
Q2k = 66% di Q1k =		392,52	x	0,000	=	0,00
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	3,375	=	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		278,19	x	-1,781	=	-495,53
Dq1k=q1k-qrk		312,78	x	-3,375	=	-1055,63
		-				-
ϕ = 1,000		**1 672,52**		**-2,468**		**-4 127,26**
		-				-
condizione 2		**N**		**e**		**M_{trasv} = N x e**
come caso COND.1		1672,52	x		=	-4127,26
Qfk =		100,25	x	5,875	=	588,97
Q3k = 33% di Q1k =		196,26	x	3,375	=	662,38
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		142,86	x	3,469	=	495,53
		-				-
ϕ = 1,000		**2111,89**		-1,127		**-2380,38**
		-				-

7.1.6 Azione di neve e vento (q5)

Si riporta dalla normativa (par. 5.1.3.7) :

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione della neve è trascurabile rispetto all'azione dei carichi accidentali mobili.



Vento		
Htrave =	1,60	m
S soletta =	0,27	m
S coppella =	0,00	m
h imp + solett =	1,87	m
S pavim =	0,10	m
H mezzo in transito =	3,00	m
H inv =	**4,97**	m
Regione =	Emilia Romagna	
Zona =	2	
as =	1,00	m
ao =	750,00	m
ka =	0,015	1/s
v_{bo} =	25,00	m/sec
$v_b = v_{bo} + k_a \times (a_s - a_o)$	25,00	m/sec
q_{ref} =	390,63	N/mq
	0,39	kN/mq
Classe di rugosità =	D	
Categoria esposizione =	II	
Kr =	0,19	
Ct =	1,00	
Zo =	0,05	m
Zmin =	4,00	m

Calcolo c_1 (EN1991-1-4) pag. 37 :

B =	13,00	m
Dtot = Hinv =	4,97	m
B / Dtot =	2,62	
c_1 =	1,80	

Si conclude :

Cp =	1,00	
Cd =	1,00	
Ce =	2,21	
Ct =	1,00	
Cl(EN1991-1-4) =	1,80	
qb =	0,39	kN/mq
Pv =	1,55	kN/mq
Hcar =	4,97	m
Hscar =	1,97	m
$F_{trasv_vento_car}$ =	**7,72**	**kN/m**
b_car =	**2,49**	**m**
M_car =	**19,19**	**kNm/m**
$F_{trasv_vento_scar}$ =	**3,06**	**kN/m**
b_scar =	**0,99**	**m**
M_scar =	**3,02**	**kNm/m**

Si adotta a favore di sicurezza la pressione del vento pari a 2.50 kN/mq.

7.1.7 Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7)

Si assume un'aliquota pari al 3% dei carichi verticali permanenti:

Resitenza parassita apparecchi d'appoggio

H = 0,03*(Npp + Nperm)

$q_{Npp + Nperm}$ =	4 278,69	kN
L =	32,08	m
B =	13,00	m
Hattrito_tot =	**128,36**	kN

7.1.8 Azione di frenamento (q3)

Si riporta dalla normativa (par. 5.13.5) :

Azione di frenatura (ponti 1° cat.)		
Hf =0.6* 2 *Q1k +0.10*q1k*wl*L < 900 kN		
wl =	3,00	m
Q_{1k} =	300,00	kN
q_{1k} =	9,00	kN/m
L_{tot} =	32,08	m
$H_{x_long_fren}$ =	446,62	kN
$H_{x_fren_calc}$ =	**446,62**	kN

7.1.9 Azione centrifuga (q4)

Si riporta dalla normativa (par. 5.1.3.6) :

Azione centrifuga			
	Rcurva =	9 999 999,00	m
	Q_v =	$= \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$	
	Q_{ik} =	600,00	kN
	Q_v =	1 200,00	kN
Se R<200 m	$Q_{v,1}$ =	240,00	kN
200<=R<=1500 m	$Q_{v,2}$ =	0,00	kN/m
		=40 x 2 x Qik / R	
R>1500 m	$Q_{v,3}$ =	0,00	kN/m
	$H_{y_centrif_calc}$ =	**0,00**	kN/m

7.1.10 Variazioni termiche (ε3)

Segue la valutazione delle azioni per l'azione di differenza di temperatura differenziale ed uniforme fra trave e soletta :

Var. uniforme $\Delta T_{unif} = \pm 15$ °C

Var. differenziale $\Delta T_{diff} = \pm 5$ °C

7.1.11 Cedimenti appoggi ($\varepsilon 4$)

Essendo la struttura isostatica i cedimenti non generano azioni interne ma solo deformazioni compatibili con lo schema di vincolo.

7.1.12 Scorrimenti viscosi ($\varepsilon 2$)

Non sono dimensionanti per la strutura in oggetto.

7.2 Analisi dei carichi pila

Segue l'analisi della pila (in analogia con quanto già riportato per la spalla).

7.2.1 Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1)

I peso propri della struttura elaborati in automatico dal programma di calcolo.
Sono esplicitati nel foglio di calcolo già sopra riportato e in seguito riportati come carichi del modello FEM.

7.2.2 Carichi permanenti portati (g2)

I carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) risultano i seguenti :

Campata 1 :		L =	32,08					
pavimentazione				505,77	x	0,000	=	0,00
soletta				1407,51	x	0,000	=	0,00
travi				1920,80	x	0,000	=	0,00
traversi				198,00	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro				75,19	x	-5,875	=	-441,73
marciapiede destro				75,19	x	5,875	=	441,73
finiture in sinistra				48,12	x	-5,875	=	-282,71
finiture in destra				48,12	x	5,875	=	282,71
			-					-
Φ =	1,000			4278,69		0,000		0,00
			-					-
Campata 2 :		L =	29,30					
pavimentazione				461,94	x	0,000	=	0,00
soletta				1285,54	x	0,000	=	0,00
travi				1753,83	x	0,000	=	0,00
traversi				198,00	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro				68,67	x	-5,875	=	-403,45
marciapiede destro				68,67	x	5,875	=	403,45
finiture in sinistra				43,95	x	-5,875	=	-258,21
finiture in destra				43,95	x	5,875	=	258,21
			-					-
Φ =	1,000			3924,54		0,000		0,00
			-					-

7.2.3 Altre azioni permanenti (g3)

Le spinte delle terre ed idrauliche non sono presenti sulla struttura in oggetto.

7.2.4 Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (ε2)

Gli effetti del ritiro non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

7.2.5 Azioni Variabili da Traffico

Sono i seguenti :

Q1k =	300,00	kN	q1k =	9,00	kN/mq	Carichi NTC 2008
Q2k =	200,00	kN	q2k =	2,50	kN/mq	
Q3k =	100,00	kN	qrk = q3k =	2,50	kN/mq	
Qfk =	5,00	kN/mq	Δq1k=q1k-qrk	6,50	kN/mq	

Stesa di carico COND.1 e COND.2 :		
Q2k (66% di Q1k)	1,00	0,00
Q3k (33% di Q1k)	0,00	1,00
100%(Qfk)	1,00	1,00

COND. 1 (parz): 1 o 2 colonne di carico
COND. 2 (tot) : 2 o 3 colonne di carico

1 CAMPATA CARICA (L = 32,08 metri)
---

condizione 1

Qfk =	SX	100,25	x	-5,875	=	-588,97
Q1k =		588,78	x	-3,375	=	-1987,13
Q2k = 66% di Q1k =		392,52	x	0,000	=	0,00
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	3,375	=	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		278,19	x	-1,781	=	-495,53
Δq1k=q1k-qrk		312,78	x	-3,375	=	-1055,63
Φ =	1,000	1 672,52		-2,468		-4 127,26

condizione 2

come caso COND.1		1672,52	x		=	-4127,26
Qfk =	DX	100,25	x	5,875	=	588,97
Q3k = 33% di Q1k =		196,26	x	3,375	=	662,38
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =	parte mancante	142,86	x	3,469	=	495,53
Φ =	1,000	2111,89		-1,127		-2380,38

2 CAMPATE CARICHE (L =			61,38	metri)				

(campata di lunghezza			32,08	metri)				
condizione 1								
Qfk =	SX			100,25	x	-5,875	=	-588,97
Q1k =				294,39	x	-3,375	=	-993,56
Q2k = 66% di Q1k =				196,26	x	0,000	=	0,00
Q3k = 33% di Q1k =				0,00	x	3,375	=	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =				278,19	x	-1,781	=	-495,53
Δq1k=q1k-qrk				312,78	x	-3,375	=	-1055,63
				-				-
Φ =		1,000		1181,87		-2,651		-3133,70
				-				-
(campata di lunghezza			29,30	metri)				
condizione 1								
Qfk =	SX			91,56	x	-5,875	=	-537,93
Q1k =				293,86	x	-3,375	=	-991,77
Q2k = 66% di Q1k =				195,90	x	0,000	=	0,00
Q3k = 33% di Q1k =				0,00	x	3,375	=	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =				254,09	x	-1,781	=	-452,59
Δq1k=q1k-qrk				285,68	x	-3,375	=	-964,15
				-				-
Φ =		1,000		1121,08		-2,628		-2946,44
				-				-
condizione 2								
(campata di lunghezza			32,08	metri)				
come caso COND.1				1181,87	x		=	-3133,70
Qfk =	DX			100,25	x	5,875	=	588,97
Q3k = 33% di Q1k =				97,95	x	3,375	=	330,59
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =			parte mancante	142,86	x	3,469	=	495,53
				-				-
Φ =		1,000		1522,93		-1,128		-1718,61
				-				-
(campata di lunghezza			29,30	metri)				
come caso COND.1				1121,08	x		=	-2946,44
Qfk =	DX			100,25	x	5,875	=	588,97
Q3k = 33% di Q1k =				97,95	x	3,375	=	330,59
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =			parte mancante	130,48	x	3,469	=	452,59

Φ =	1,000	- 1449,76	-1,086	- -1574,29	

7.2.6 Azione di neve e vento (q5)

Sono i seguenti :

Pressione del vento =	2,50	kN/mq		Da calc. in base a zona e quota (è caut.)
azione del vento	altezza ingombro impalcato scarico			2,2
	altezza ingombro impalcato carico			5,02
	coefficiente forma			1,00
	impalcato scarico			166,49
	1 campata carica		79,48	
			201,30	
				280,78
	2 campate cariche			385,16
	altezza baggioli e appoggi			0,30
	braccio impalcato scarico (pulvino)			1,39
	braccio impalcato carico (pulvino)			2,81

7.2.7 Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7)

Si assume un'aliquota pari al 3% dei carichi verticali permanenti:

attrito agli appoggi	percentuale di attrito 3 %	3,00%	128,36

7.2.8 Azione di frenamento (q3)

Si riporta dalla normativa (par. 5.13.5) :

frenamento	stesa per frenamento (1 campata)		61,38
	stesa per frenamento (2 campate)		61,38
	frenamento (1 campata)	525,73	525,73
	frenamento (2 campate)	525,73	525,73
	braccio (pulvino)		0,30

7.2.9 Azione centrifuga (q4)

E' già stata riportata.

7.2.10 Variazioni termiche (ε3)

E' già stata riportata.

7.2.11 Cedimenti appoggi (ε4)

Essendo la struttura isostatica i cedimenti non generano azioni interne ma solo deformazioni compatibili con lo schema di vincolo.

7.2.12 Scorrimenti viscosi (ε2)

Non sono dimensionanti per la strutura in oggetto.

7.2.13 Urto ferroviario

Non è presente tale azione.

7.3 Azioni sismiche (q6)

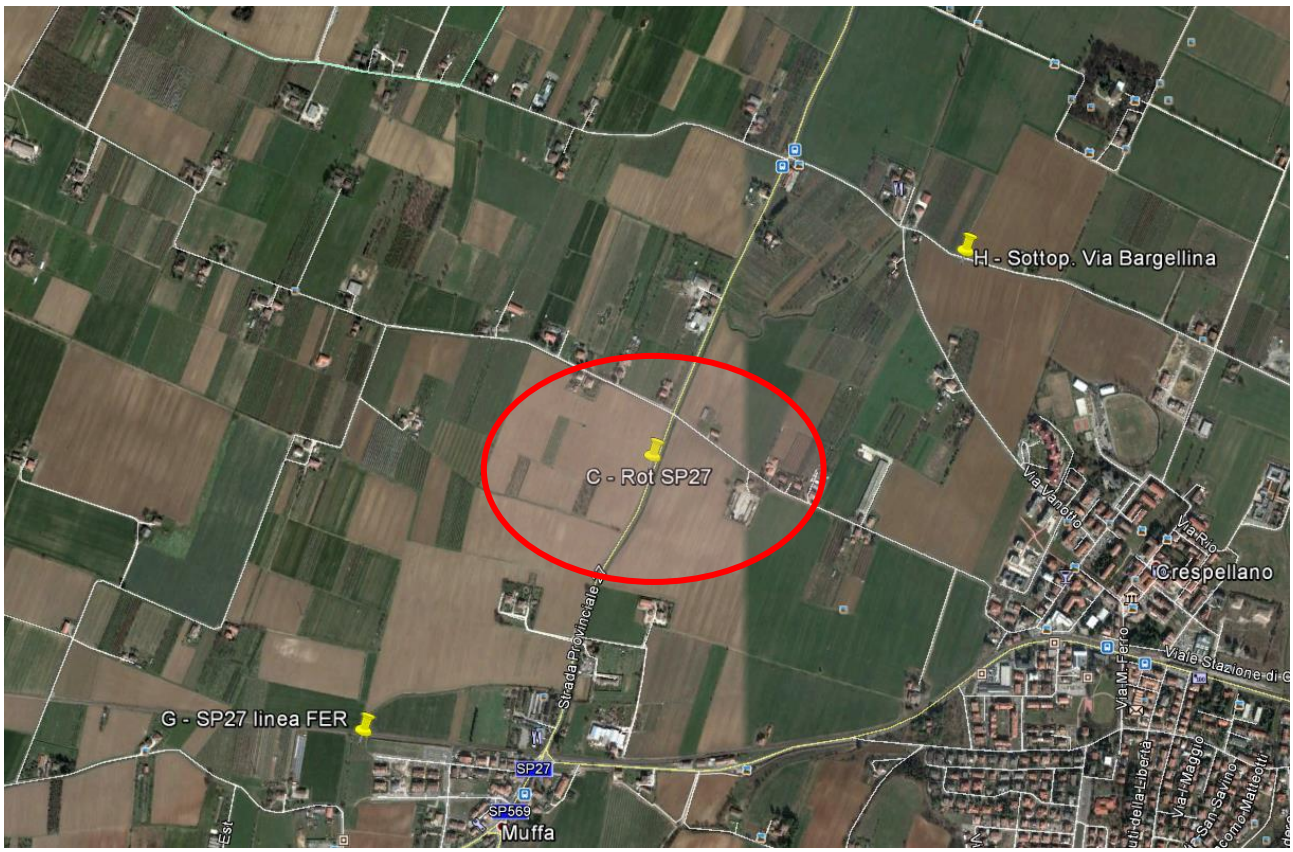
Si riportano i parametri sismici adottati.

Comune: Bazzano

Provincia: Bologna

Coordinate geografiche: Long. (E) = 11°,1138

Latit. (N) = 44°,5165



Per la spalla :

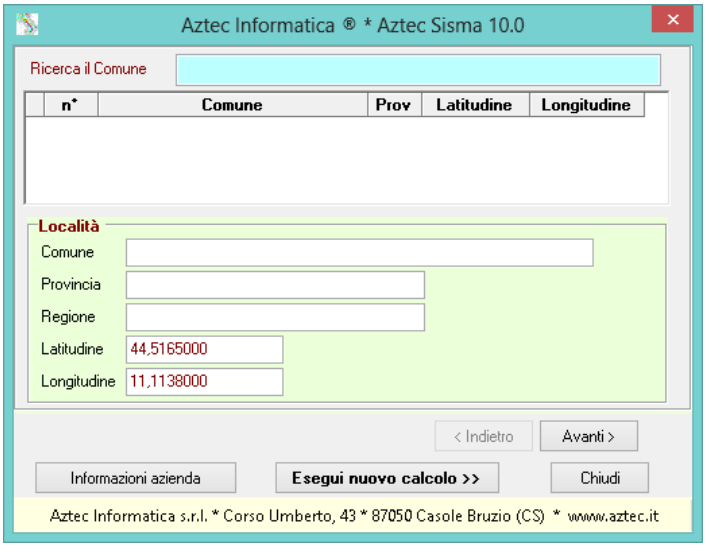
$q_x = q_y = q_z = 1.00$

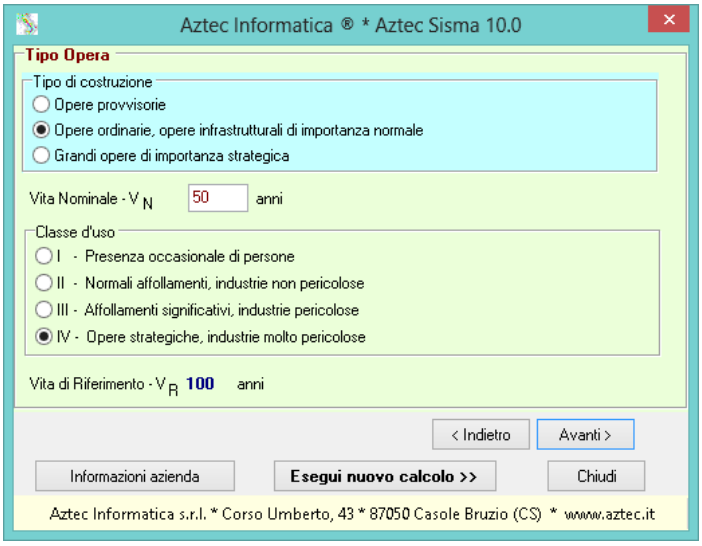
Per la pila :

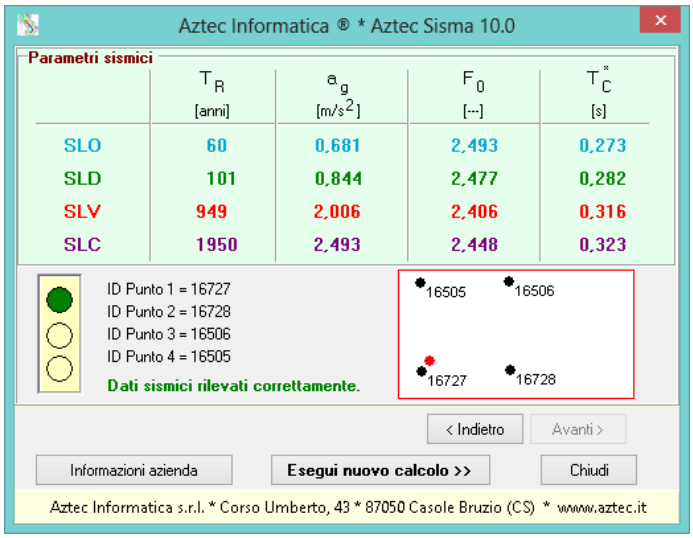
$q_x = q_y = 1.50$

$q_z = 1.00$

Parametri NTC'08 :







Per la determinazione dell'azione sismica agente sulla struttura si sono considerate le seguenti ipotesi di calcolo:

- Vita utile Vu = 50 anni
- Classe d'uso tipo IV con Cu = 2.00
- Vr = 100 anni
- Categoria sottosuolo: C
- Pendenza dei pendii tipo T1 con h/H=0.000)
- SLU adottato SLV con pr =10%

Nel modello di calcolo si adottano i seguenti moltiplicatori :

$a_g/g = 0.201$

Ss = 1.403

St = 1.000

S = Ss x St = 1.403

$\xi_{orizz} = a_g/g \times S = 0.287$ g

La sovraspinta simica del terreno, a favore di sicurezza, è calcolata secondo il modello di Wood secondo un andamento costante rettangolare :

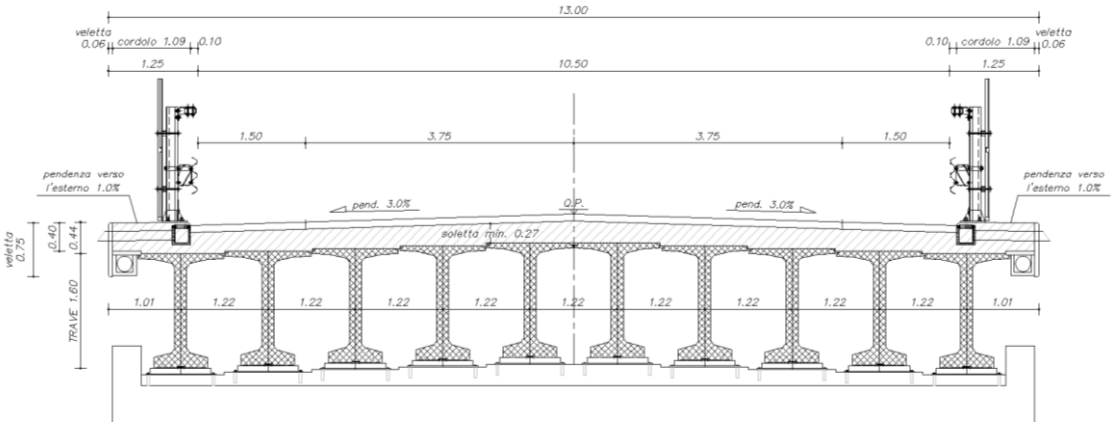
Dterra_sisma = (agmax x Ss x St) x γterra x H

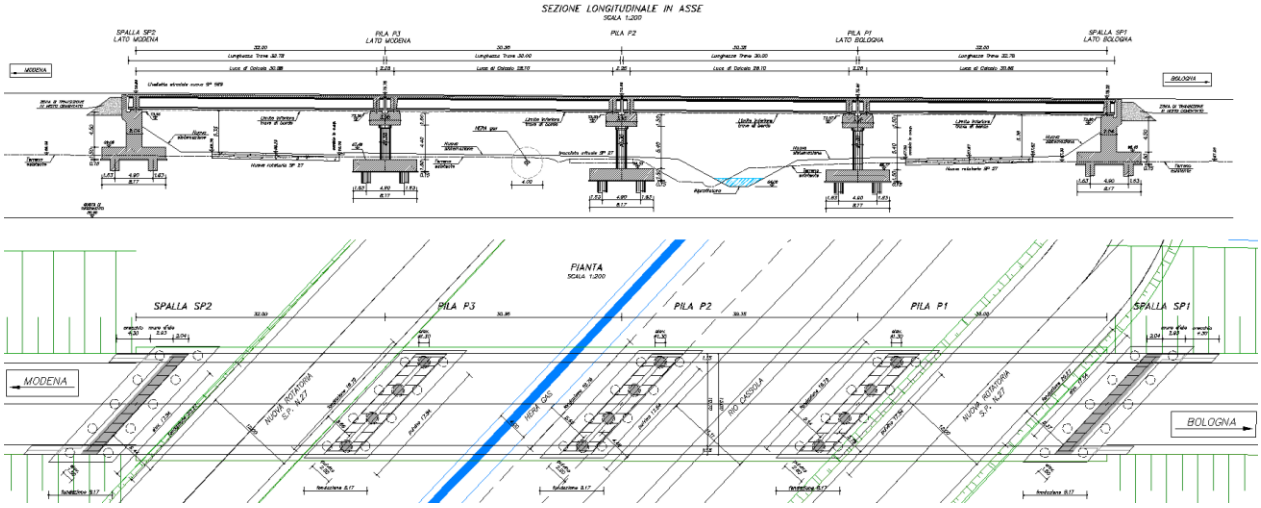
Tale azioni agiscono sui pesi propri, permanenti e spinta del terreno.

7.3.1 Eccentricità masse simiche

Si riporta il calcolo dei momenti torcenti generati dall'eccentricità delle masse sismiche nel piano (Paragrafo P.7.3.3.1 e per i ponti P.7.9.3 delle NTC'08) per concludere che il fenomeno è trascurabile (ordine di variazioni delle forze sismiche del 4%) e pari quindi alla precisione dei calcoli condotti .

Segue l'analisi per l'impalcato in oggetto (Caso C – Rot. SP 27) :





X = long
Y = trasv
L_{long} = 32.00 m
B_{trasv} = 13.00 m
L_{app} = 31.00 m
e_x = 0.03 x 32.00 = 0.96 m
e_y = 0.03 x 13.00 = 0.39 m
a_{gmax} = 0.20 g x 1.405 x 1.000 = 0.285 g
$P_{p_impalcato}$ = 2 x 4278.69 = 8557.38 kN

$F_{orizz_sisma} = P_{p_impalcato} \times a_{gmax}$ = 2438.85 kN

$M_{Torc_ex} = F_{orizz_sisma} \times e_x$ = 2341.30 kNm
$M_{Torc_ey} = F_{orizz_sisma} \times e_y$ = 951.15 kNm

$\Lambda F_{M_torc_ex}$ =
$\Lambda F_{M_torc_ey} = M_{Torc_ey} / L_{app}$ = 75.53 kN/fila appoggi

$\%\Lambda F_{M_torc} = \Lambda F_{M_torc_max} / F_{orizz_sisma} \times 100$ = 3 % Trascurabile

Si conclude che la variazione delle forze orizzontali sismiche dovuta all'eccentricità delle masse è trascurabile (inferiore al 4%).

7.3.2 I rischi di doppio accoppiamento delle frequenze di risonanza di terreno-strutture

In base alle indicazioni riportate nella relazione geologica allegata, in particolare al paragrafo P.7.5.8 si afferma che si devono valutare i possibili effetti di risonanza terreno-struttura, ma essi non sono un pericolo reale per le opere in oggetto avendo ottenuto le frequenze delle strutture (circa 7 Hz) pari a circa la metà rispetto alla frequenza indicata dal geologo pari a circa 17 Hz.

8 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

8.1 Condizioni di carico elementari

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Descrizione
1	G_1k	Peso proprio della struttura
2	G_2k	Carichi Permanenti Portati (comprese spinte terreno)
3	Q_1k	Carico mobile
4	Q_2k	Sovraccarico Accidentale di tipo Stradale
5	E	Sisma

8.2 Combinazioni di calcolo

Sono stati costruiti due modelli di calcolo per gli scatolari.

La condizione peggiore per gli scatolari è la presenza asimmetrica della spinta laterale del terreno e del sovraccarico accidentale, oltre ovviamente alla presenza di pesi propri, permanenti e accidentali da traffico (Approccio 1).

Si considera anche l'azione sismica e la verifica in condizione GEO per il terreno di fondazione.

Combinazioni SLU

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.U.					
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5
PESO PROPRIO	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Permanenti Portati	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Carico Mobile DM 08	0,00	1,35	0,00	1,35	1,01
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,00	0,00	1,35	1,01	1,35

Combinazioni SLE

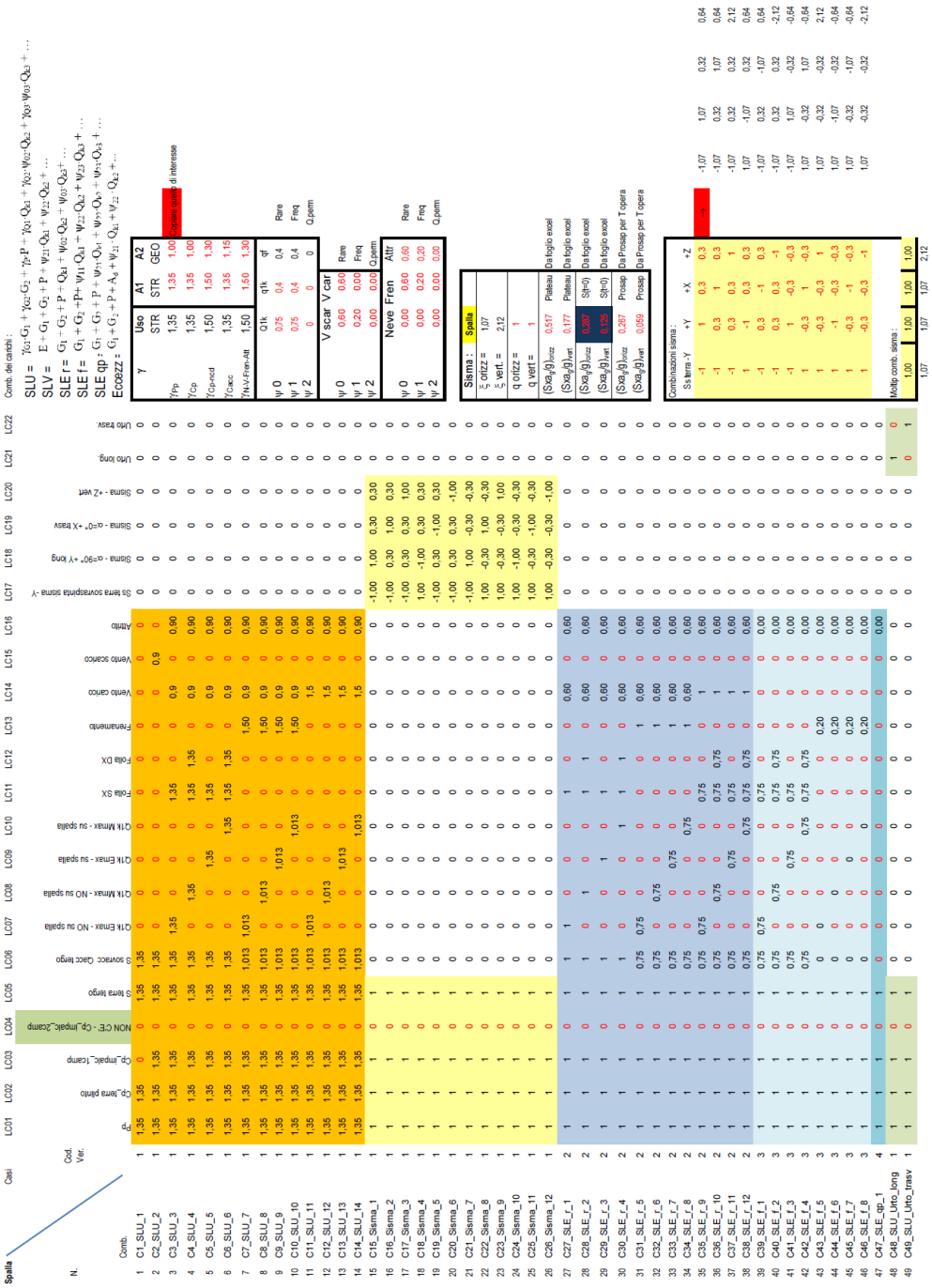
COMBINAZIONI RARE - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
PESO PROPRIO	1,00	1,00
Permanenti Portati	1,00	1,00
Carico Mobile DM 08	1,00	0,75
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,75	1,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
PESO PROPRIO	1,00	1,00
Permanenti Portati	1,00	1,00
Carico Mobile DM 08	0,75	0,00
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,00	0,75

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
PESO PROPRIO	1,00
Permanenti Portati	1,00
Carico Mobile DM 08	0,00
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,00

Segue la tabella delle combinazioni di input nel programma di calcolo.

Come già riportato in precedenza si adotta un foglio di calcolo per generare la matrice delle combinazioni (SLU, SLV, SLE rare-frequneti e quasi permanenti) per le verifiche delle strutture in oggetto, in particolare si riportano le matrici con identificazioni dei casi di carico, delle combinazioni, dei coefficienti moltiplicativi e dell'azione sismica da NTC'08 :



Combinazioni per Spalla modello in PROSAP

Combinazioni per Pila modello in PROSAP

Seguono gli output delle impostazioni del modello FEM implementato relativi a carichi, casi di carico e combinazioni (congruenti con le indicazioni sopra riportate ed alle valutazioni del foglio di calcolo).

SPALLA

Carichi

Tipo	carico concentrato nodale						
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
3	Cp impalcato - CN:Fz=-4.279e+04	0.0	0.0	-4.279e+04	0.0	0.0	0.0
8	Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-6096.80 My=-1.094e+06	0.0	0.0	-6096.80	0.0	-1.094e+06	0.0
9	Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-7562.70 My=-5.760e+05	0.0	0.0	-7562.70	0.0	-5.760e+05	0.0
10	Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.572e+04 My=-3.538e+06	0.0	0.0	-1.572e+04	0.0	-3.538e+06	0.0
11	Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-1.911e+04 My=-2.454e+06	0.0	0.0	-1.911e+04	0.0	-2.454e+06	0.0
12	Cacc folla SX imp - CN:Fz=-1002.50 My=-5.890e+05	0.0	0.0	-1002.50	0.0	-5.890e+05	0.0
13	Cacc folla DX imp - CN:Fz=-1002.50 My=5.890e+05	0.0	0.0	-1002.50	0.0	5.890e+05	0.0
14	Frenamento -Y - CN:Fy=-5257.00	0.0	-5257.00	0.0	0.0	0.0	0.0
15	Vento carico -X - CN:Fx=-1853.00 My=-4.836e+05	-1853.00	0.0	0.0	0.0	-4.836e+05	0.0
16	Vento scar -X - CN:Fx=-648.00 My=-7.711e+04	-648.00	0.0	0.0	0.0	-7.711e+04	0.0
17	Attrito -Y - CN:Fy=-1284.00	0.0	-1284.00	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo	carico variabile generale				
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
1	Cp terra sopra dentro h=6.80 m. - QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-1.29	2000.00	-1.29
2	Cp terra sopra fuori h=1.75 m. - QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-0.33	2000.00	-0.33
4	S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.53	830.00	0.0
5	S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area				
	Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.53	830.00	0.0
6	S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area				
	Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	0.53	830.00	0.0
7	S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area				
	Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.07	830.00	-0.07
18	S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.45	830.00	-0.45
21	S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.07	830.00	-0.07

Casi di carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto	D3 :da 1 a 3 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 4 a 35 Azione : Cp terra sopra dentro h=6.80 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1083 a 1114 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1115 a 1146 Azione : Cp terra sopra dentro h=6.80 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1147 a 1210 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1211 a 1274 Azione : Cp terra sopra dentro h=6.80 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1275 a 1338 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1339 a 1402 Azione : Cp terra sopra dentro h=6.80 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1403 a 1466 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1467 a 1530 Azione : Cp terra sopra dentro h=6.80 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1531 a 1594 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1595 a 1658 Azione : Cp terra sopra dentro h=6.80 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1659 a 1687 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.75 m. - QV:var x - Qz - Area
3	Gk	CDC=Gk - Cp impalcato n.1 campata	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-4.279e+04
4	Qk	CDC=Qk - S terra tergo	D3 :da 132 a 451 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 452 a 531 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 532 a 659 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :da 660 a 707 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 708 a 899 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 900 a 947 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 948 a 982 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 983 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 984 a 987 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 988 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 989 a 992 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 993 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 994 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 995 a 997 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 998 a 1001 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1002 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1003 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1004 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1005 a 1007 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1008 a 1009 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1010 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1011 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1012 a 1013 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1014 a 1016 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1017 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1018 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1019 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1020 a 1023 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1024 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1025 a 1026 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1027 a 1043 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1044 a 1050 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
5	Qk	CDC=Qk - S sovrac. Qacc tergo	D3 :da 132 a 451 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 532 a 659 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 708 a 899 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 900 a 947 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 983 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 988 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 993 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 995 a 997 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1002 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1004 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1008 a 1009 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1011 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1014 a 1016 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1018 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1020 a 1023 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1025 a 1026 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1044 a 1050 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
6	Qk	CDC=Qk - Q1k Emax - NO su spalla	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-6096.80 My=-1.094e+06
7	Qk	CDC=Qk - Q1k Mmax - NO su spalla	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-7562.70 My=-5.760e+05
8	Qk	CDC=Qk - Q1k Emax - su spalla	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.572e+04 My=-3.538e+06
9	Qk	CDC=Qk - Q1k Mmax - su spalla	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-1.911e+04 My=-2.454e+06
10	Qk	CDC=Qk - Folla SX	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-1002.50 My=-5.890e+05
11	Qk	CDC=Qk - Folla DX	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-1002.50 My=5.890e+05
12	Qk	CDC=Qk - Frenamento	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-5257.00
13	Qk	CDC=Qk - Vento carico	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1853.00 My=-4.836e+05
14	Qk	CDC=Qk - Vento scarico	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-648.00 My=-7.711e+04
15	Qk	CDC=Qk - Attrito	Nodo:da 1149 a 1158 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-1284.00
16	Qk	CDC=Qk - Ss terra sovraspinta sisma	D3 :da 132 a 451 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 708 a 899 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0) +Y long	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto
			partecipazione:2.00 per 3 CDC=Gk - Cp impalcato n.1 campata
18	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. 0) + X Trasv	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Gk - Cp impalcato n.1 campata
19	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) verticale +Z Vert	come precedente CDC sismico

Combinazioni

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	C1_SLU_1	
2	SLU	C2_SLU_2	
3	SLU	C3_SLU_3	
4	SLU	C4_SLU_4	
5	SLU	C5_SLU_5	
6	SLU	C6_SLU_6	
7	SLU	C7_SLU_7	
8	SLU	C8_SLU_8	
9	SLU	C9_SLU_9	
10	SLU	C10_SLU_10	
11	SLU	C11_SLU_11	
12	SLU	C12_SLU_12	
13	SLU	C13_SLU_13	
14	SLU	C14_SLU_14	
15	SLU	C15_Sisma_1	
16	SLU	C16_Sisma_2	
17	SLU	C17_Sisma_3	
18	SLU	C18_Sisma_4	
19	SLU	C19_Sisma_5	
20	SLU	C20_Sisma_6	
21	SLU	C21_Sisma_7	
22	SLU	C22_Sisma_8	
23	SLU	C23_Sisma_9	
24	SLU	C24_Sisma_10	
25	SLU	C25_Sisma_11	
26	SLU	C26_Sisma_12	
27	SLE(r)	C27_SLE_r_1	
28	SLE(r)	C28_SLE_r_2	
29	SLE(r)	C29_SLE_r_3	
30	SLE(r)	C30_SLE_r_4	
31	SLE(r)	C31_SLE_r_5	
32	SLE(r)	C32_SLE_r_6	
33	SLE(r)	C33_SLE_r_7	
34	SLE(r)	C34_SLE_r_8	
35	SLE(r)	C35_SLE_r_9	
36	SLE(r)	C36_SLE_r_10	
37	SLE(r)	C37_SLE_r_11	
38	SLE(r)	C38_SLE_r_12	
39	SLE(f)	C39_SLE_f_1	
40	SLE(f)	C40_SLE_f_2	
41	SLE(f)	C41_SLE_f_3	
42	SLE(f)	C42_SLE_f_4	
43	SLE(f)	C43_SLE_f_5	
44	SLE(f)	C44_SLE_f_6	
45	SLE(f)	C45_SLE_f_7	
46	SLE(f)	C46_SLE_f_8	
47	SLE(p)	C47_SLE_qp_1	
48	SLU	C48_SLU_Urto_long	
49	SLU	C49_SLU_Urto_trasv	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
4	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	1.35	1.35	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
5	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
8	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
9	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
10	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
11	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
12	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
13	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
14	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	1.07	0.32	0.63	0.0	0.0							
16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	1.07	0.63	0.0	0.0							
17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	0.32	2.10	0.0	0.0							
18	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-1.07	0.32	0.63	0.0	0.0							
19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	-1.07	0.63	0.0	0.0							
20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	0.32	-2.10	0.0	0.0							
21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	1.07	-0.32	-0.63	0.0	0.0							
22	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	1.07	-0.63	0.0	0.0							
23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	-0.32	2.10	0.0	0.0							
24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-1.07	-0.32	-0.63	0.0	0.0							
25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	-1.07	-0.63	0.0	0.0							
26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	-0.32	-2.10	0.0	0.0							
27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0							
49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							

PILA

Carichi

Tipo	carico concentrato nodale						
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
2	Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04	0.0	0.0	-4.279e+04	0.0	0.0	0.0
3	Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06	0.0	0.0	-1.911e+04	-2.454e+06	0.0	0.0
4	Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00	-1284.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04	0.0	-648.00	0.0	-7.711e+04	0.0	0.0
6	Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05	0.0	-1853.00	0.0	-4.836e+05	0.0	0.0
7	Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65	-2628.65	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06	0.0	0.0	-1.572e+04	-3.538e+06	0.0	0.0
9	Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04	0.0	0.0	-4.279e+04	0.0	0.0	0.0
11	Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05	0.0	0.0	-1002.50	-5.890e+05	0.0	0.0
14	Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06	0.0	0.0	-5654.00	-1.484e+06	0.0	0.0
16	Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06	0.0	0.0	-7020.00	-1.010e+06	0.0	0.0
17	Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05	0.0	0.0	-1002.50	5.890e+05	0.0	0.0
18	Urto TRASV - CN:Fy=2.000e+05	0.0	0.10	0.0	0.0	0.0	0.0
19	Urto LONG - CN:Fx=-7.500e+04	-0.10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo	carico variabile generale				
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
1	Cp terra Htmedio=1.50 m - QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-0.28	2100.00	-0.28

Casi di carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto	D3 :da 1 a 768 Azione : Cp terra Htmedio=1.50 m - QV:var x - Qz - Area
3	Gk	CDC=Gk - Cp impalcato n.2 campate	Nodo: 501 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 503 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 512 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 514 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 523 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 525 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 534 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 536 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 550 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 552 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 554 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 556 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 560 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 562 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 564 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 566 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 570 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 572 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 574 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=30.88 m - CN:Fz=-4.279e+04
			Nodo: 576 Azione : Cp impalcato CAP 10 travi Lc1=29.30 m - CN:Fz=-4.279e+04
4	Qk	CDC=Qk - Cacc 1 camp. cond.1	Nodo: 501 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06
			Nodo: 512 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06
			Nodo: 523 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06
			Nodo: 534 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06
			Nodo: 550 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			Nodo: 554 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06
			Nodo: 560 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06
			Nodo: 564 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06
			Nodo: 570 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06
			Nodo: 574 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.911e+04 Mx=-2.454e+06
5	Qk	CDC=Qk - Cacc 1camp. cond.2	Nodo: 501 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
			Nodo: 512 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
			Nodo: 523 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
			Nodo: 534 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
			Nodo: 550 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
			Nodo: 554 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
			Nodo: 560 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
			Nodo: 564 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
			Nodo: 570 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
			Nodo: 574 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.572e+04 Mx=-3.538e+06
6	Qk	CDC=Qk - Cacc 2 camp. cond.1	Nodo: 501 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 503 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 512 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 514 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 523 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 525 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 534 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 536 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 550 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 552 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 554 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 556 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 560 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 562 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 564 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 566 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 570 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 572 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 574 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
			Nodo: 576 Azione : Cacc 2camp.30.88+28.10 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-5654.00 Mx=-1.484e+06
7	Qk	CDC=Qk - Cacc. 2camp.cond.2	Nodo: 501 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 503 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 512 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 514 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 523 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 525 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 534 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 536 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 550 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 552 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 554 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 556 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 560 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 562 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 564 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 566 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 570 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 572 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 574 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
			Nodo: 576 Azione : Cacc. 2 camp. 30.88+28.10 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-7020.00 Mx=-1.010e+06
8	Qk	CDC=Qk - Folla sx 2 campate	Nodo: 501 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 503 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 512 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 514 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 523 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 525 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 534 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 536 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 550 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 552 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 554 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 556 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 560 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 562 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 564 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 566 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 570 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 572 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 574 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 576 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
9	Qk	CDC=Qk - Folla dx 2 campate	Nodo: 501 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 503 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 512 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 514 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 523 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 525 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 534 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 536 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 550 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 552 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 554 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 556 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 560 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 562 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 564 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 566 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 570 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 572 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 574 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 576 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Qk	CDC=Qk Frenatura	Nodo: 501 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
			Nodo: 512 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
			Nodo: 523 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
			Nodo: 534 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
			Nodo: 550 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
			Nodo: 554 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
			Nodo: 560 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
			Nodo: 564 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
			Nodo: 570 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
			Nodo: 574 Azione : Frenamento -X L=30.88 m - CN:Fx=-2628.65
11	Qk	CDC=Qk - Vento carico 2 campate	Nodo: 501 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 503 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 512 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 514 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 523 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 525 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 534 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 536 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 550 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 552 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 554 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 556 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 560 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 562 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 564 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 566 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 570 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 572 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 574 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
			Nodo: 576 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1853.00 Mx=-4.836e+05
12	Qk	CDC=Qk - Vento Scarico 2 campate	Nodo: 501 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 503 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 512 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 514 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 523 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 525 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 534 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 536 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 550 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 552 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 554 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 556 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 560 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 562 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 564 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 566 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 570 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 572 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 574 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
			Nodo: 576 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-648.00 Mx=-7.711e+04
13	Qk	CDC=Qk - attrito	Nodo: 501 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 503 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 512 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 514 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 523 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 525 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 534 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 536 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 550 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 552 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 554 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 556 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 560 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 562 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 564 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 566 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			Nodo: 570 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 572 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 574 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
			Nodo: 576 Azione : Attrito L=30.88 m - CN:Fx=-1284.00
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. 0) +X LONG	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Gk - Cp impalcato n.2 campate
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0) +Y TRASV	come precedente CDC sismico
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) verticale +Z	come precedente CDC sismico
17	Qk	CDC=Qk - Folla sx 1 campata	Nodo: 501 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 512 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 523 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 534 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 550 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 554 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 560 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 564 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 570 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
			Nodo: 574 Azione : Folla sx 1 camp. L28.10 m altra camp.- CN:Fz=-1002.50 Mx=-5.890e+05
18	Qk	CDC=Qk - Folla dx 1 campata	Nodo: 501 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 512 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 523 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 534 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 550 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 554 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 560 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 564 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 570 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
			Nodo: 574 Azione : Folla dx 1 camp. L28.10 m altra camp. - CN:Fz=-1002.50 Mx=5.890e+05
19	Qk	CDC=Qk - Urto TRASV	Nodo: 500 Azione : Urto TRASV - CN:Fy=2.000e+05
			Nodo: 511 Azione : Urto TRASV - CN:Fy=2.000e+05
			Nodo: 522 Azione : Urto TRASV - CN:Fy=2.000e+05
			Nodo: 533 Azione : Urto TRASV - CN:Fy=2.000e+05
20	Qk	CDC=Qk - Urto LONG	Nodo: 500 Azione : Urto LONG - CN:Fx=-7.500e+04
			Nodo: 511 Azione : Urto LONG - CN:Fx=-7.500e+04
			Nodo: 522 Azione : Urto LONG - CN:Fx=-7.500e+04
			Nodo: 533 Azione : Urto LONG - CN:Fx=-7.500e+04

Combinazioni

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	C1_SLU_1	
2	SLU	C2_SLU_2	
3	SLU	C3_SLU_3	
4	SLU	C4_SLU_4	
5	SLU	C5_SLU_5	
6	SLU	C6_SLU_6	
7	SLU	C7_SLU_7	
8	SLU	C8_SLU_8	
9	SLU	C9_SLU_9	
10	SLU	C10_SLU_11	
11	SLU	C12_SLU_12	
12	SLU	C13_SLU_13	
13	SLU	C14_SLU_14	
14	SLU	C15_SISMA1	
15	SLU	C16_SISMA2	
16	SLU	C17_SISMA3	
17	SLU	C18_SISMA4	
18	SLU	C19_SISMA5	
19	SLU	C20_SISMA6	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
20	SLU	C21_SISMA7	
21	SLE(r)	C22_SLE_RARA_1_	
22	SLE(r)	C23_SLE_RARA_2	
23	SLE(r)	C24_SLE_RARA_3	
24	SLE(r)	C25_SLE_RARA_4	
25	SLE(r)	C26_SLE_RARA_5	
26	SLE(r)	C27_SLE_RARA_6	
27	SLE(r)	C28_SLE_RARA_7	
28	SLE(r)	C29_SLE_RARA_8	
29	SLE(r)	C30_SLE_RARA_9	
30	SLE(r)	C31_SLE_RARA10	
31	SLE(r)	C32_SLE_RARA_11	
32	SLE(r)	C33_SLE_RARA_12	
33	SLE(f)	C34_SLE_FREQ_1	
34	SLE(f)	C35_SLE_FREQ_2	
35	SLE(f)	C36_SLE_FREQ_3	
36	SLE(f)	C37_SLE_FREQ_4	
37	SLE(f)	C38_SLE_FREQ_5	
38	SLE(f)	C39_SLE_FREQ_6	
39	SLE(f)	C40_SLE_FREQ_7	
40	SLE(f)	C41_SLE_FREQ_8	
41	SLE(p)	C42_SLE_Q.P._1	
42	SLU	C43 - SLU urto trasv.	
43	SLU	C44 - SLU urto long.	

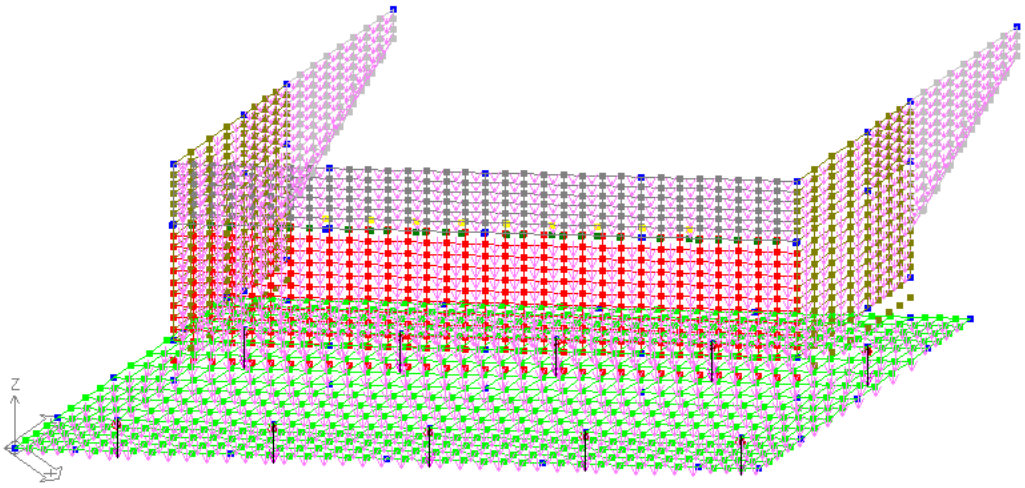
Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
2	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0								
3	1.35	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.35	1.35	0.0	0.0								
4	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
5	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
6	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
7	1.35	1.35	1.35	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
8	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
9	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
10	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
11	1.35	1.35	1.35	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
12	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
13	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
14	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
15	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
16	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0								
17	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	-0.30	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
18	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
19	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
20	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0								
21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0								
22	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0								
23	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
24	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
25	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
26	1.00	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
27	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
28	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
29	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0								
30	1.00	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	0.0								
31	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
32	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
33	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0								
34	1.00	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	0.0								
35	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
36	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
37	1.00	1.00	1.00	0.56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
38	1.00	1.00	1.00	0.0	0.56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
39	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
40	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
41	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
42	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0								
43	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00								

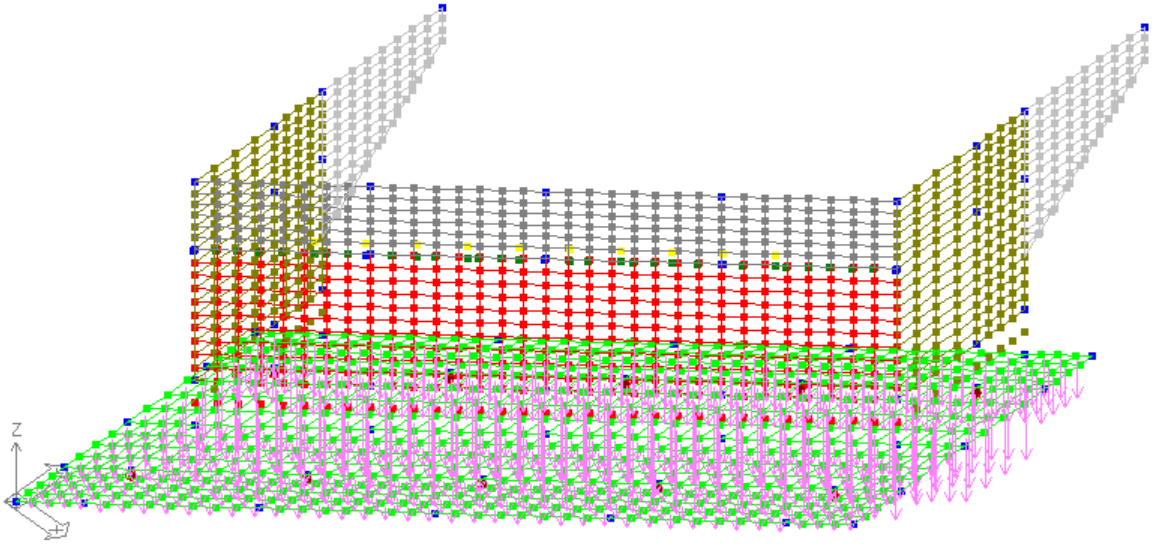
8.3 Carichi agenti

Si riportano i carichi applicati per ogni caso di carico adottato, con riferimento alle combinazioni sopra già esplicitate (avendo ottimizzato le visualizzazioni grafiche) :

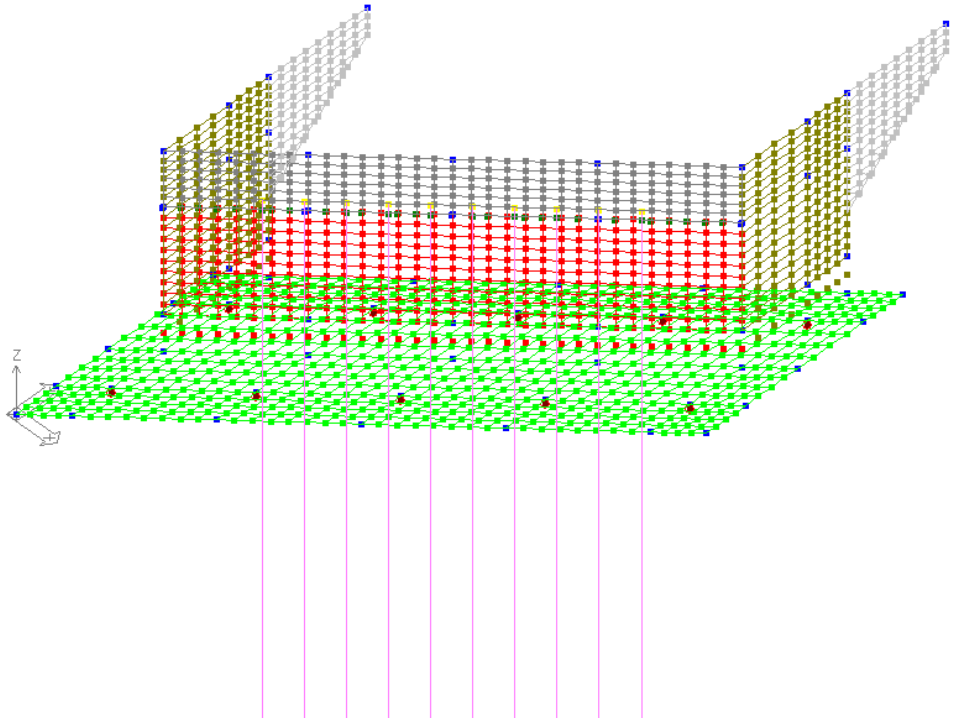
SPALLA



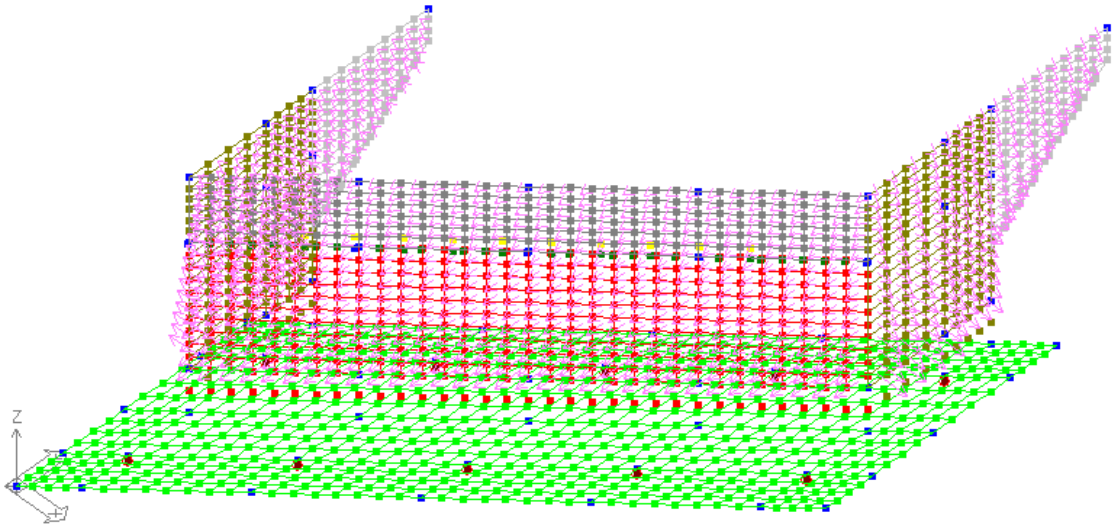
Peso proprio



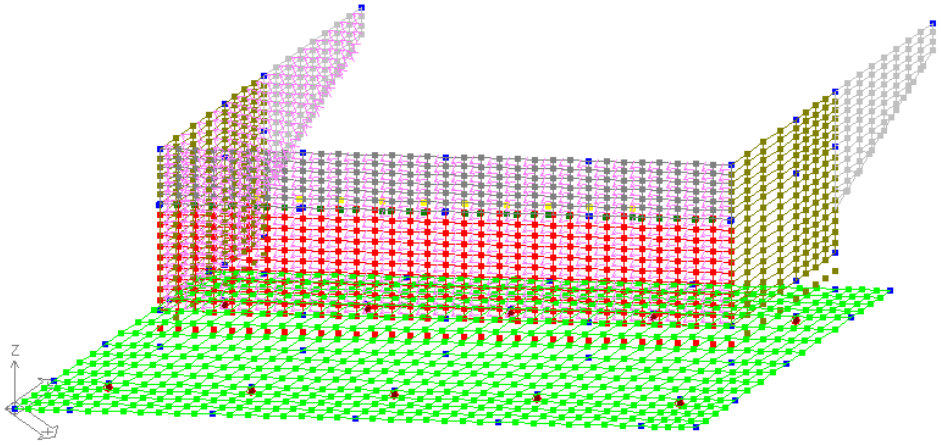
Carico permanente terreno sopra plinto



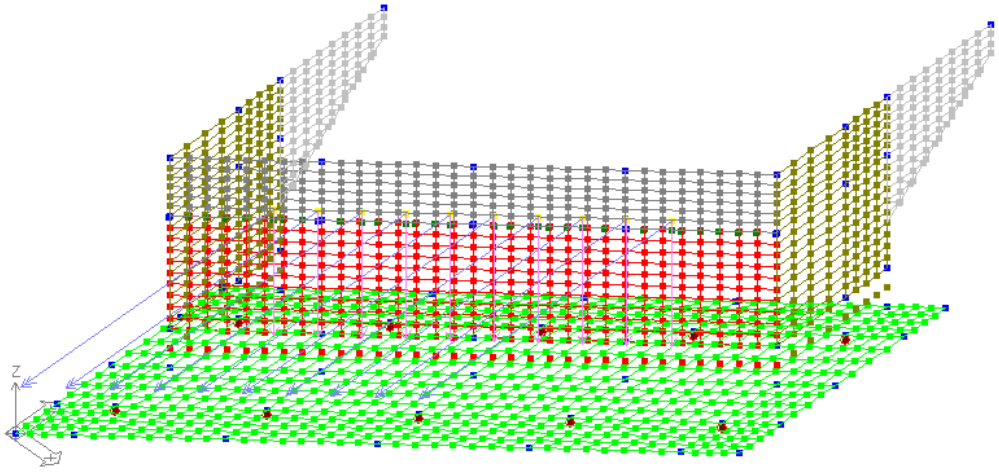
Carico permanente impalcato

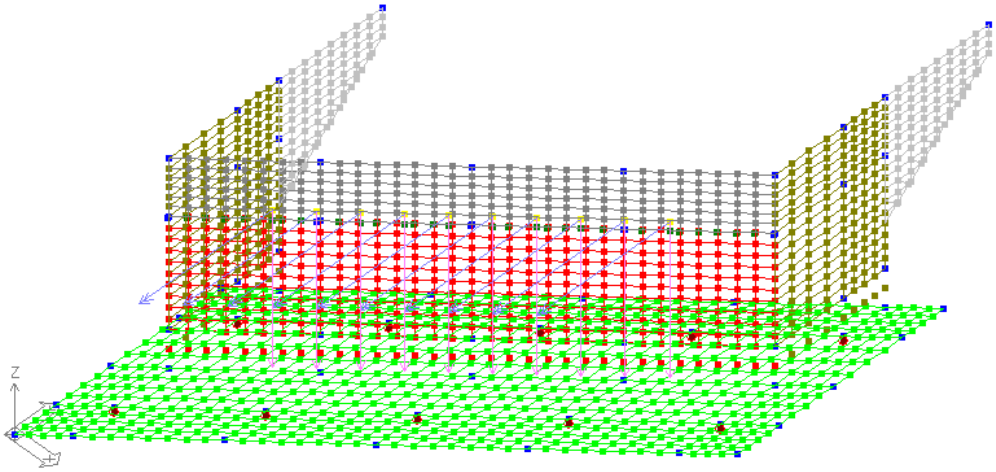


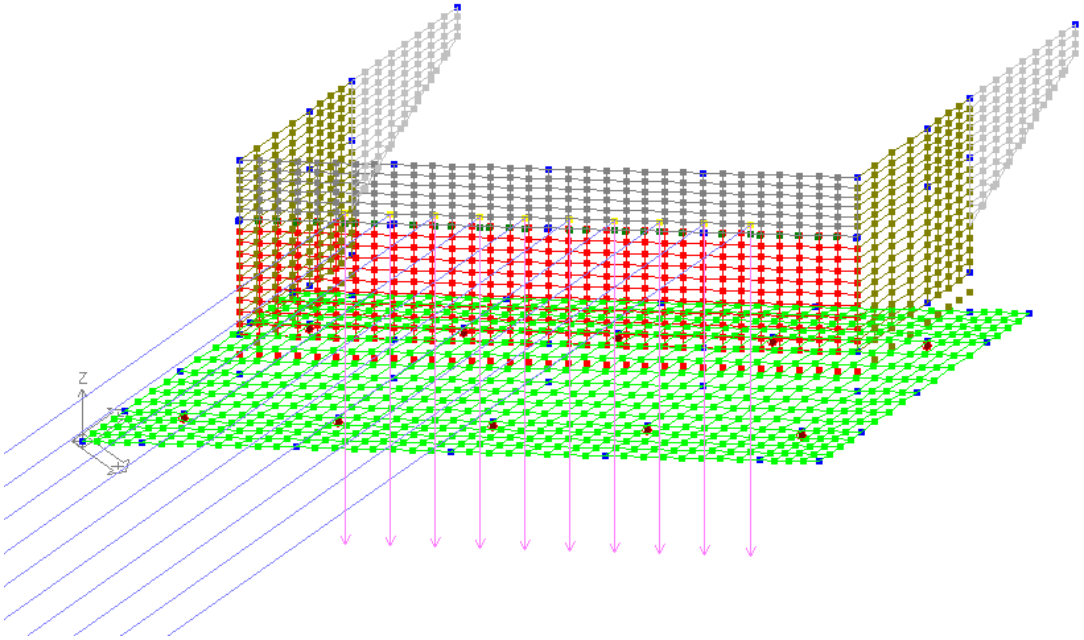
Spinta terreno a tergo

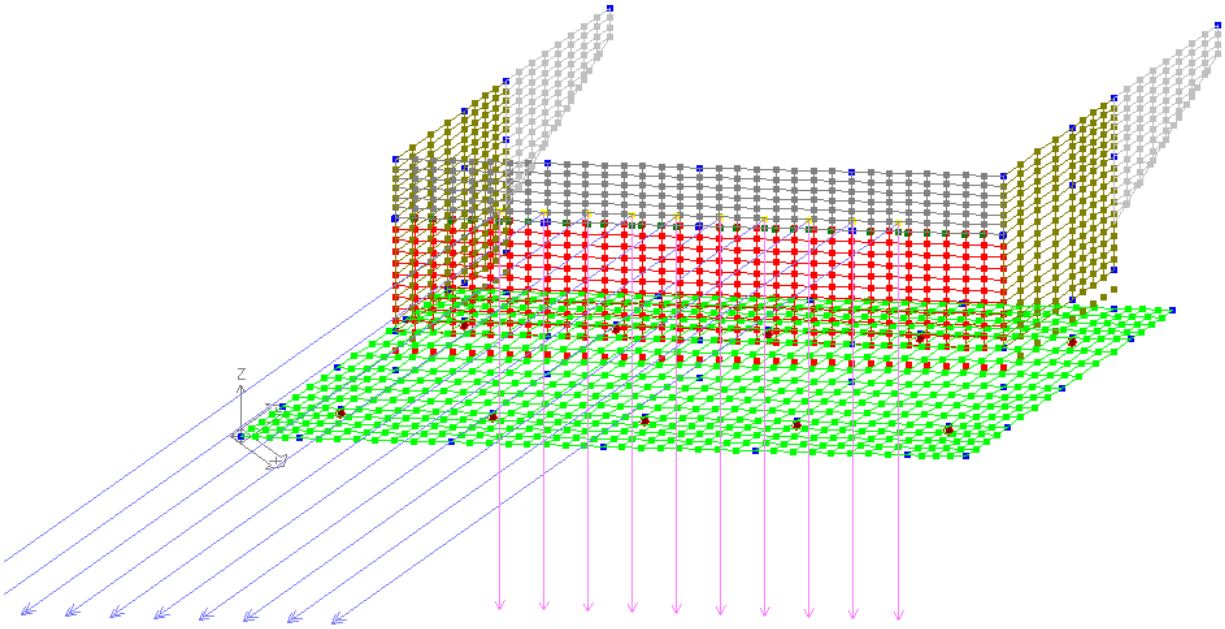


Spinta sovraccarico accidentale a tergo

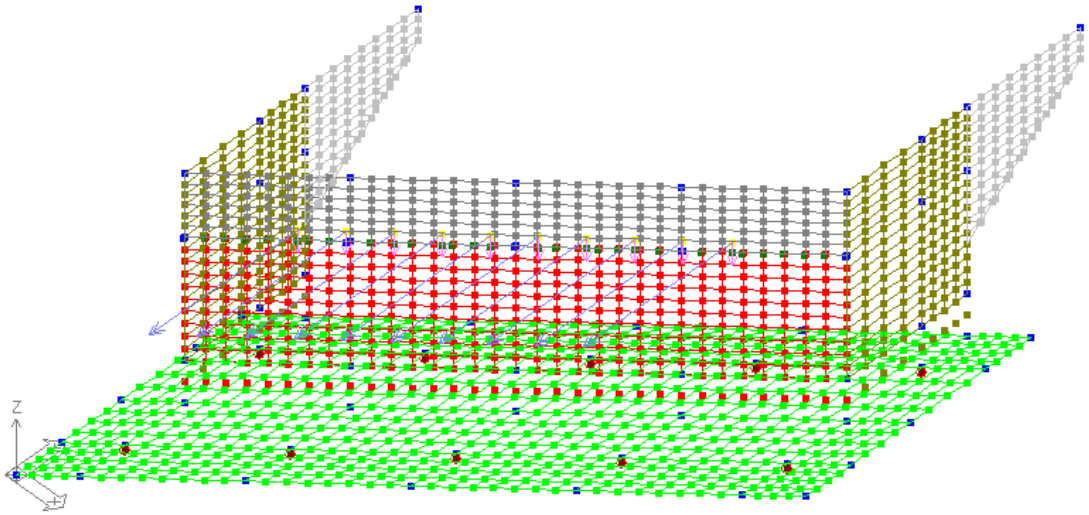


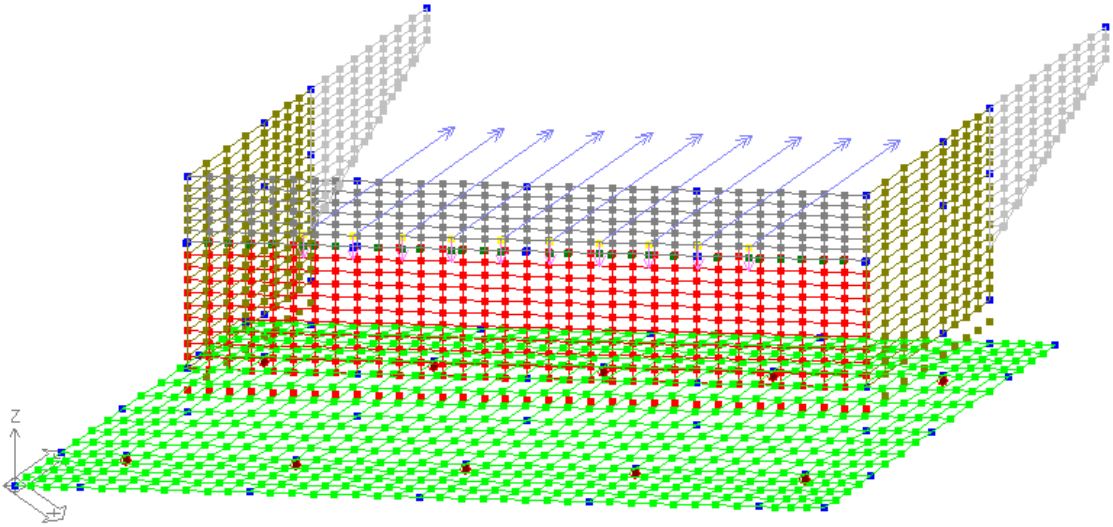




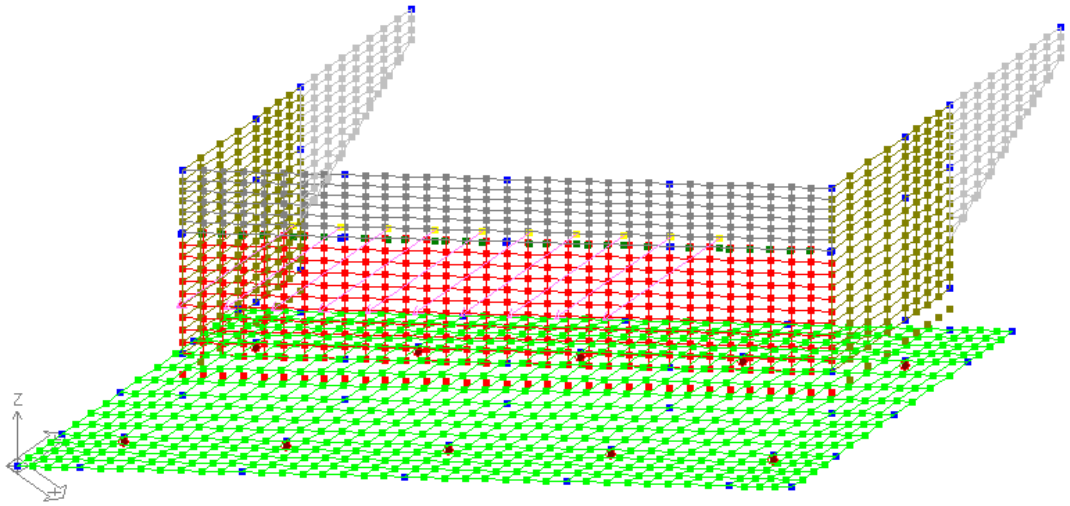


Qacc traffico sup – Schema 1 (con casi di corsie da traffico traslate in senso trasversale e longitudinale per avere le azioni corrispondenti ad azione normale massima e momento torcente massimo)

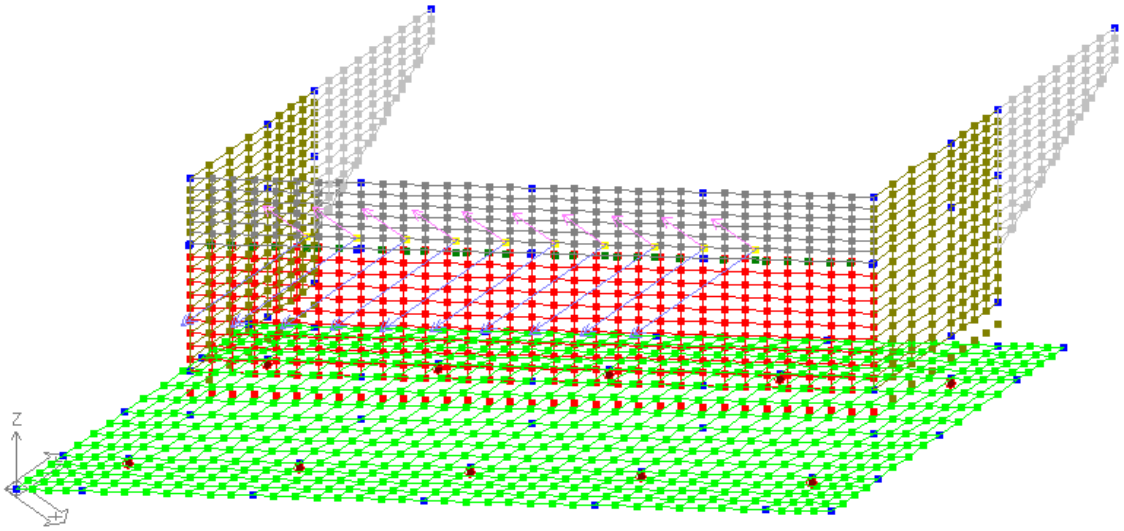


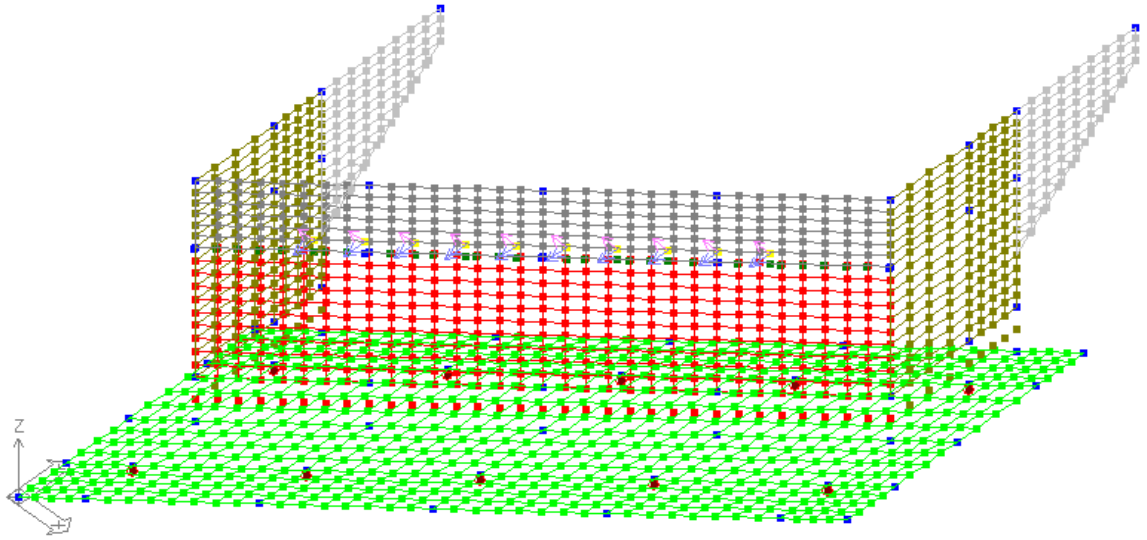


Folla a destra ed a sinistra

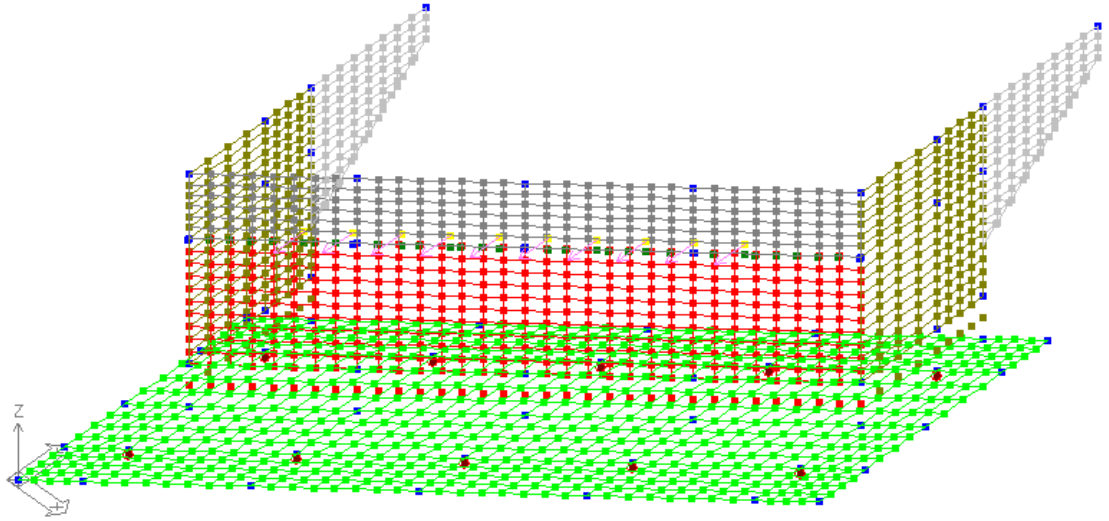


Frenamento

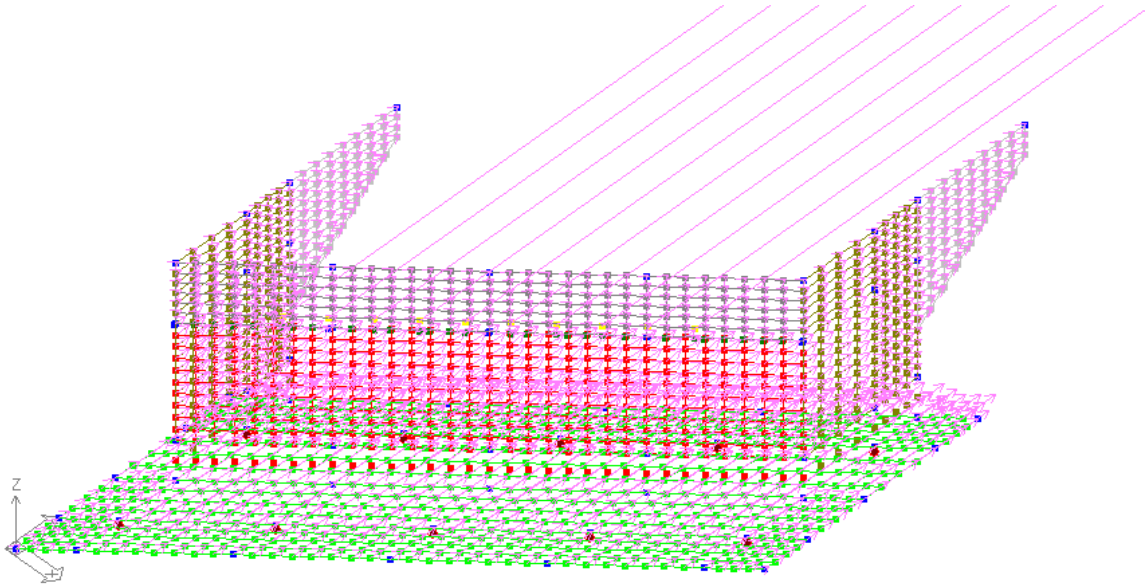




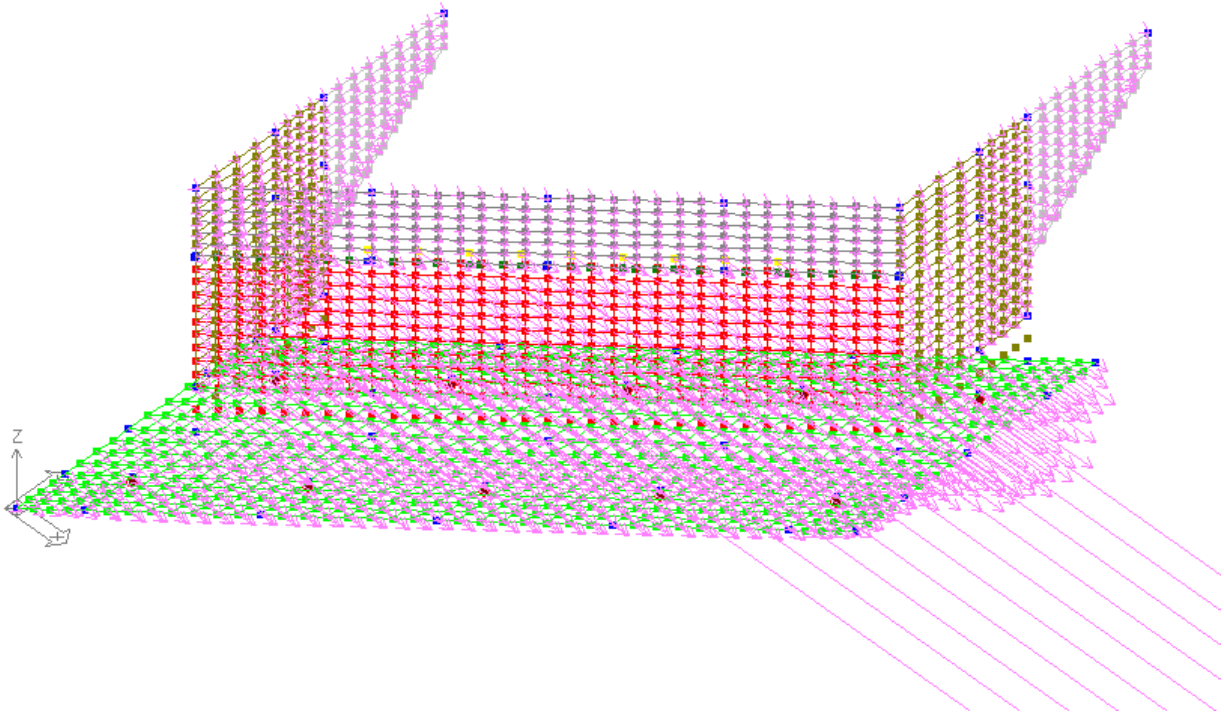
Vento a impalcato carico e scarico



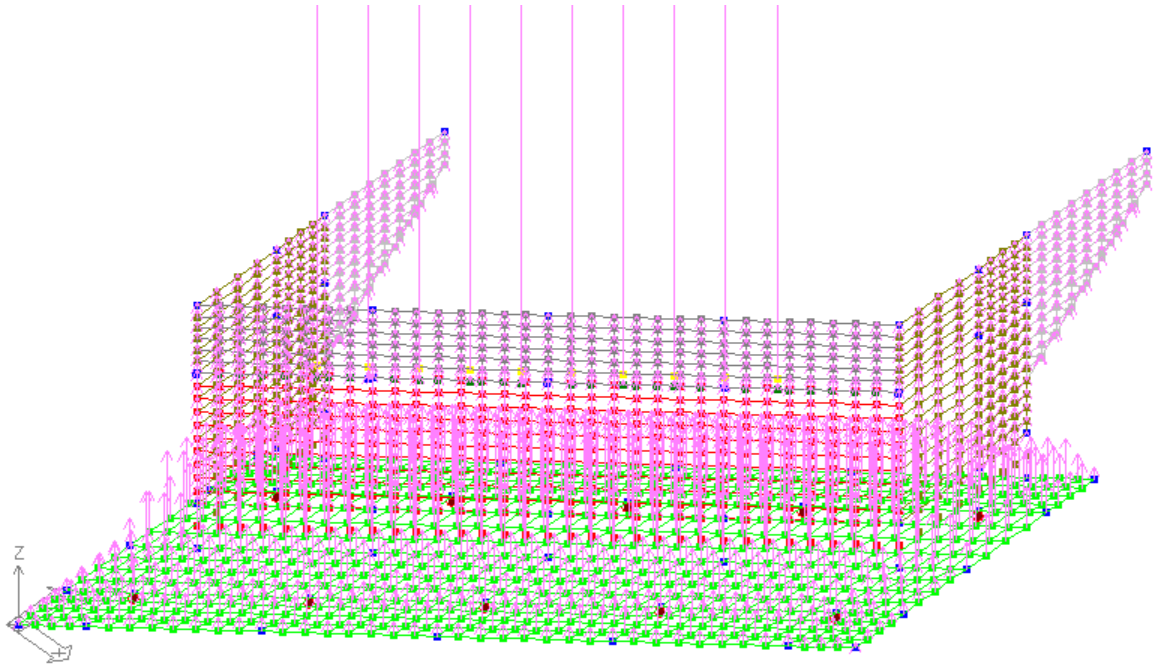
Attrito



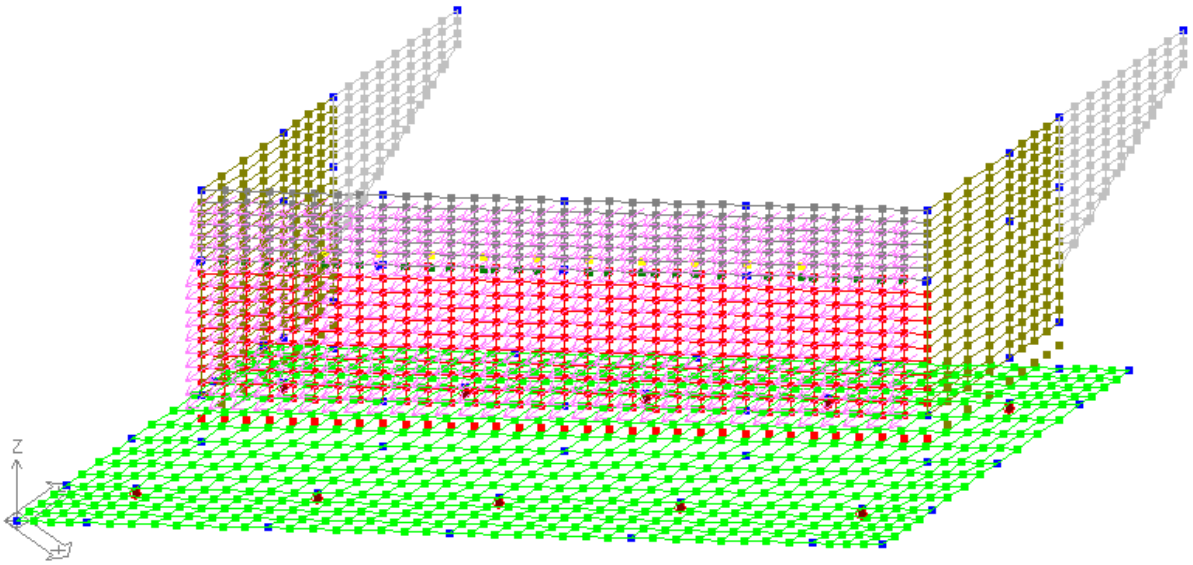
Sisma X



Sisma y



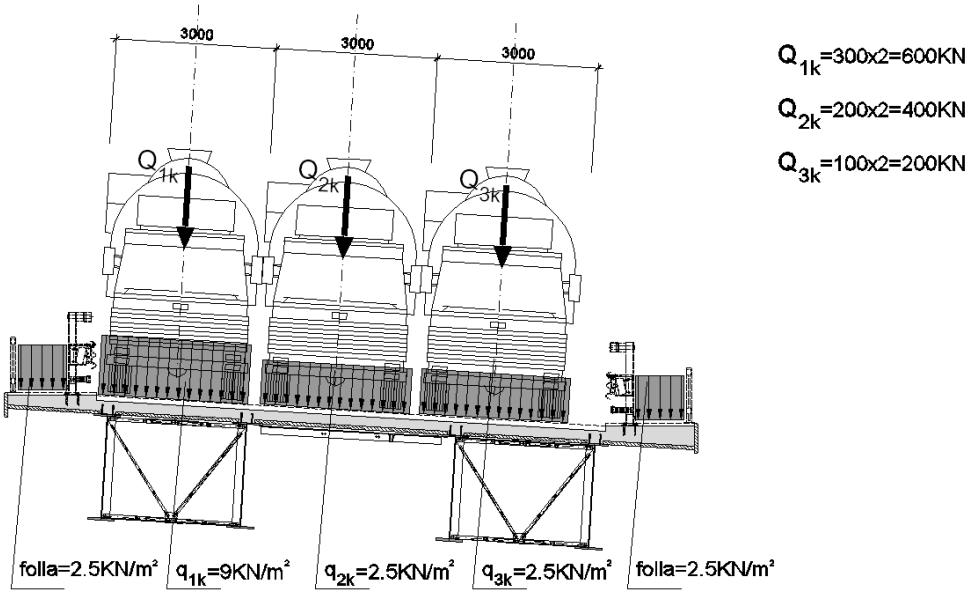
Sisma Z



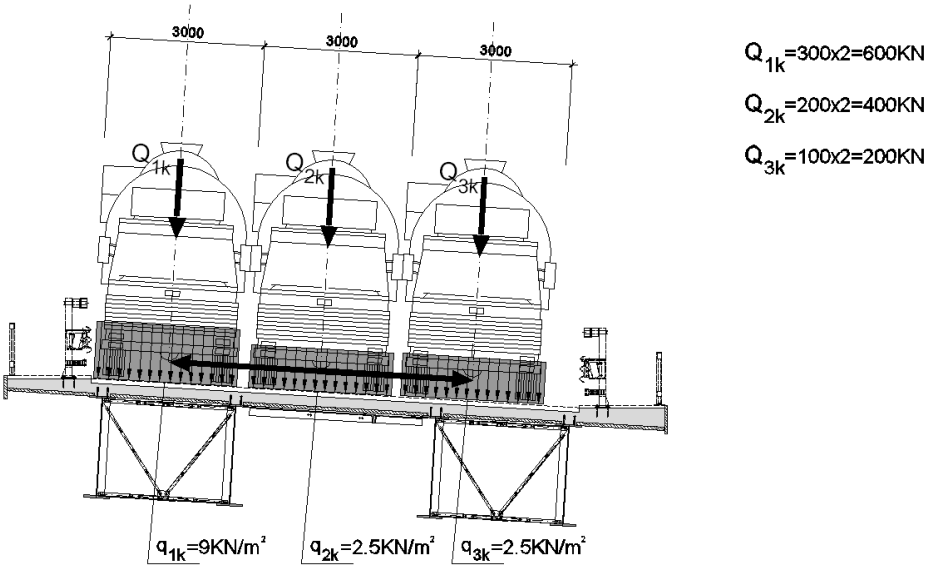
Sovraspinta sisma terra (formulazione di Wood con forma rettangolare)

Si riportano le immagini esplicative delle condizioni di carico da traffico adottate sia in senso trasversale che longitudinale :

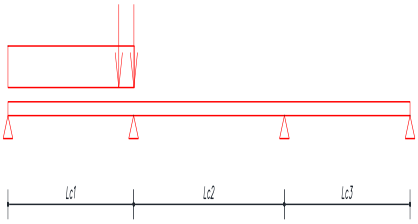
DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO

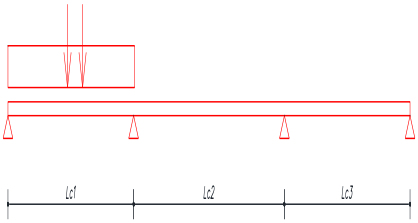


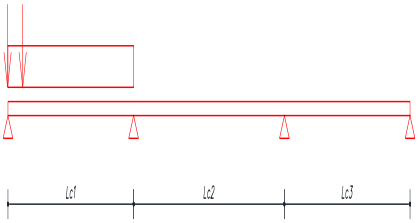
DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULLA SOLETTA: TRASLAZIONE IN SENSO TRASVERSALE ALL'IMPALCATO



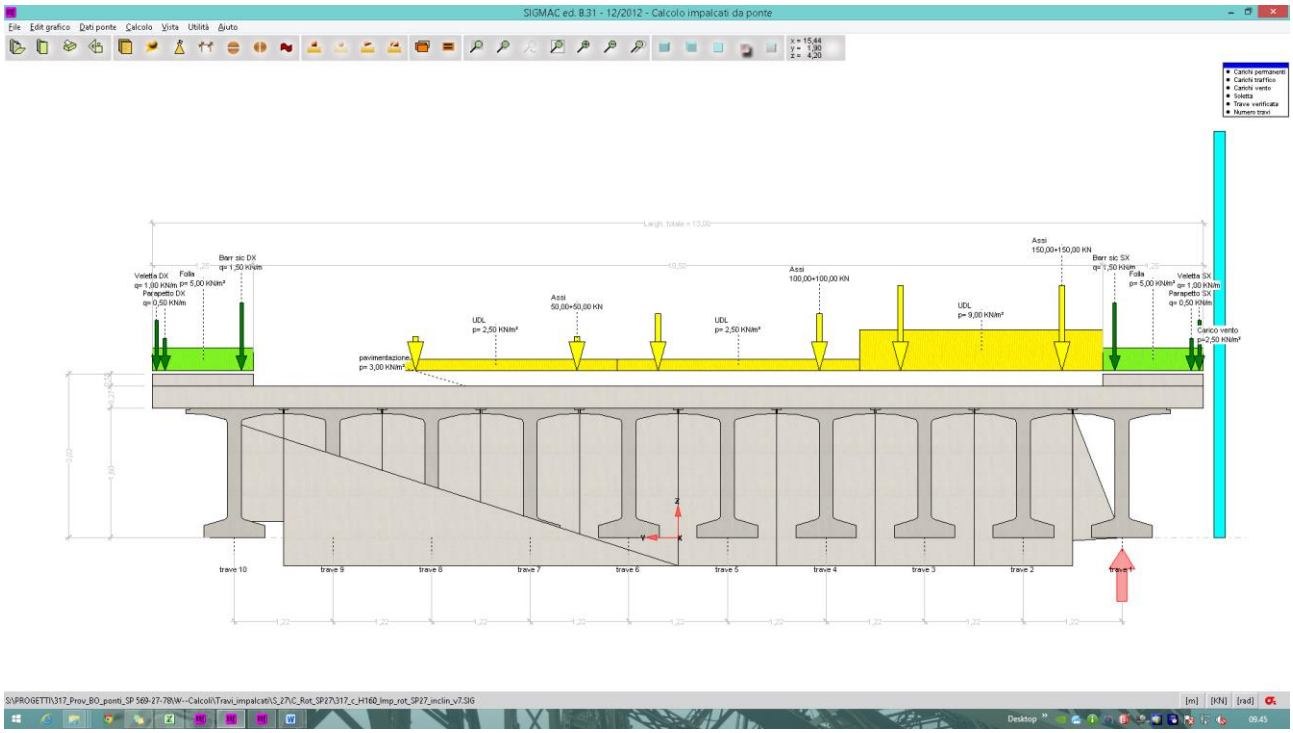
DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO IN SENSO LONGITUDINALE



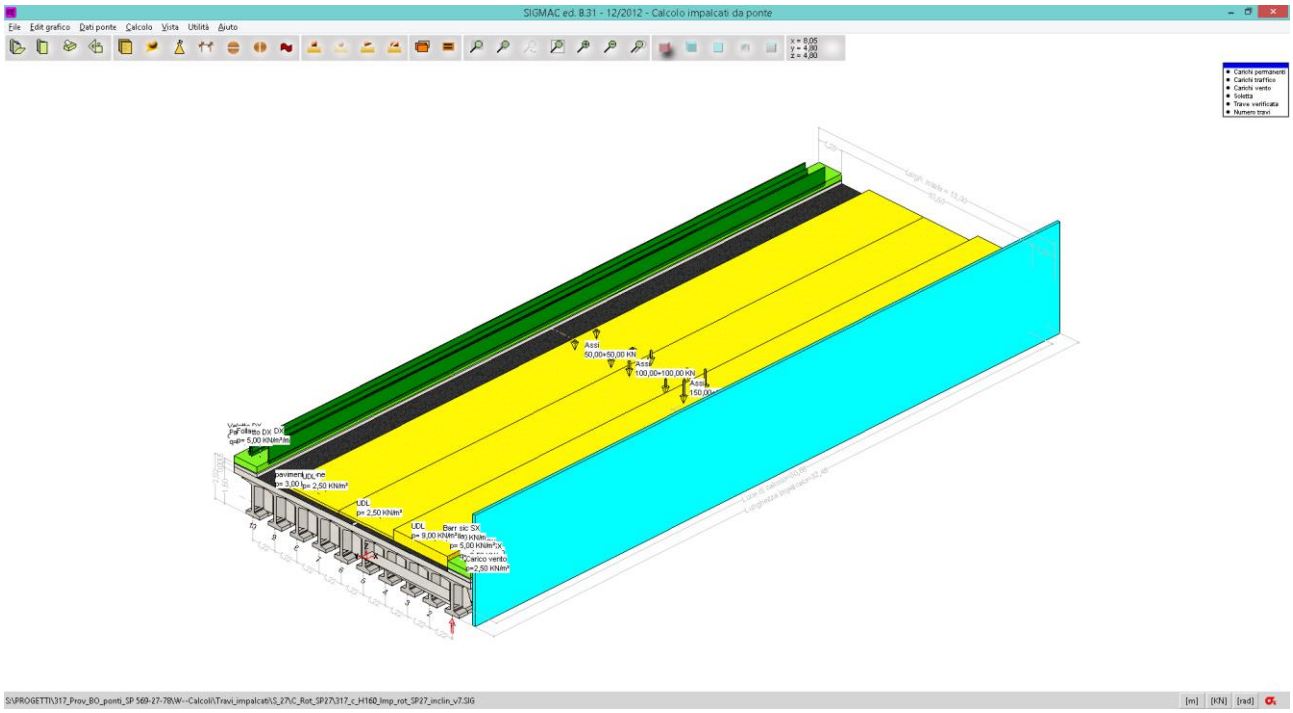




Seguono le immagini tratte dal programma ENG 8.31 (per gli impalcati) con la disposizione delle corsie di carico :

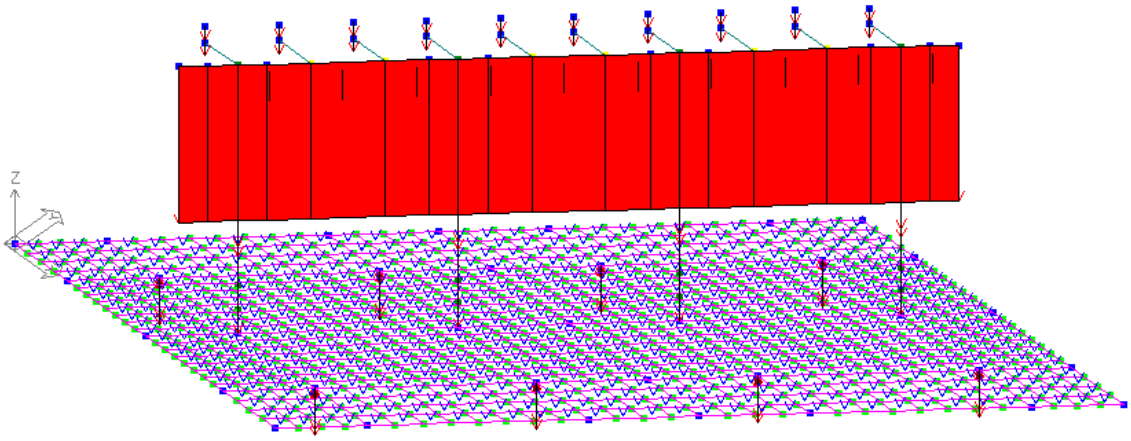


Sezione trasversale

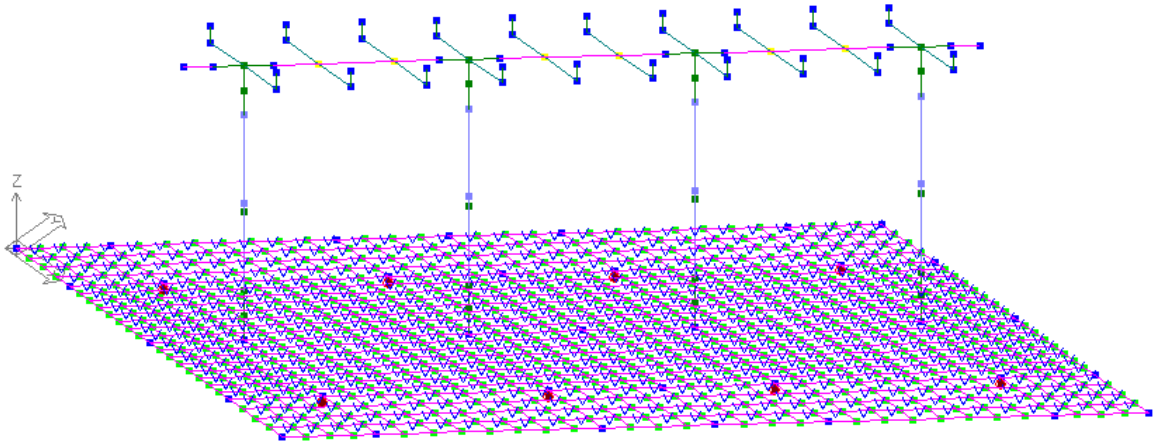


Vista assonometrica

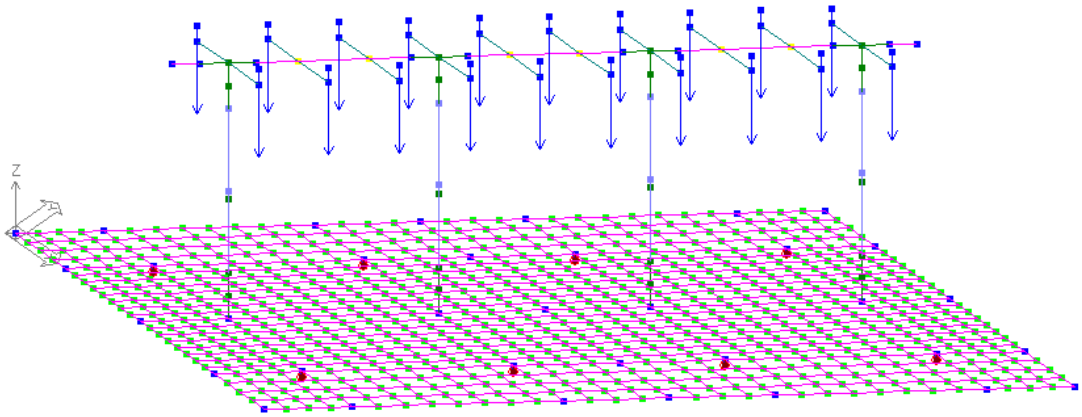
PILA (in analogia alla spalla)



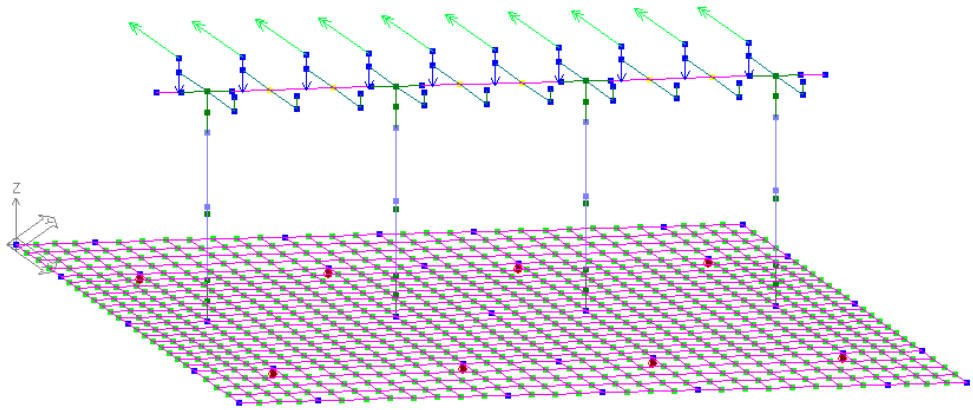
Peso proprio

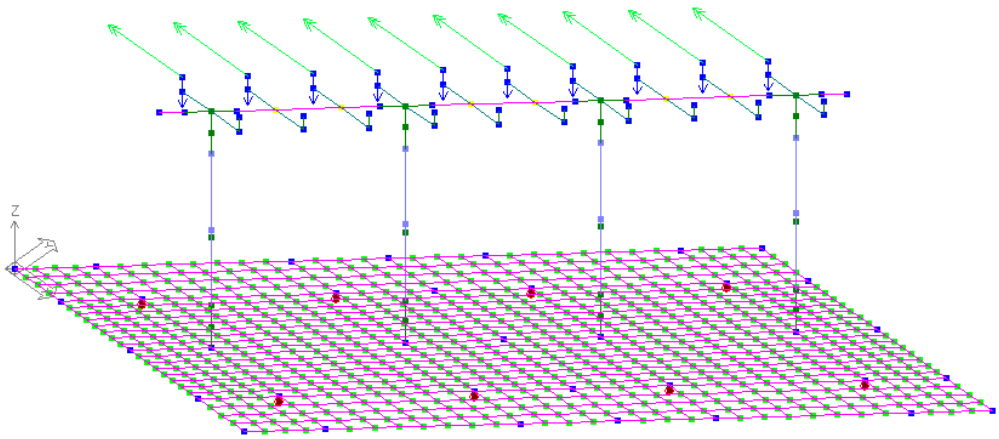


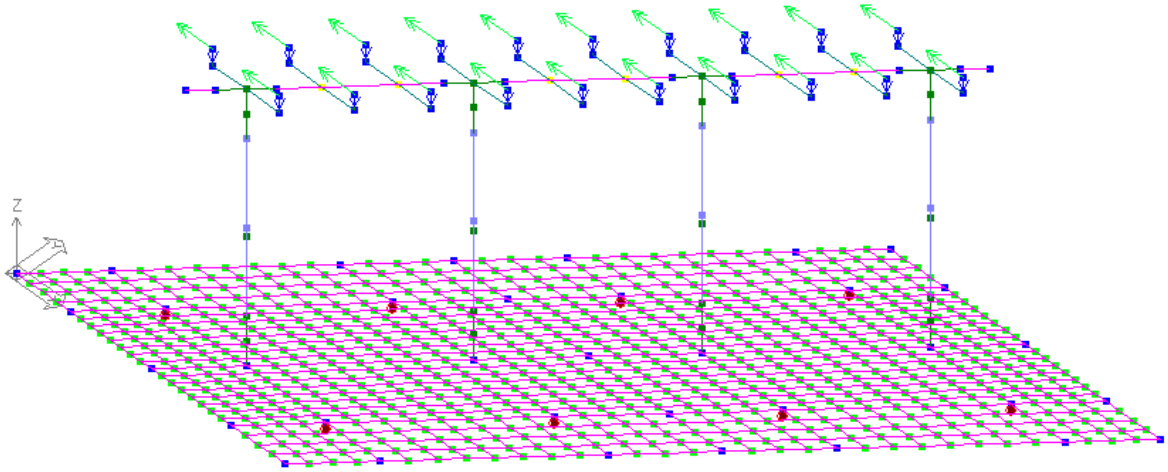
Carico permanente terreno su plinto

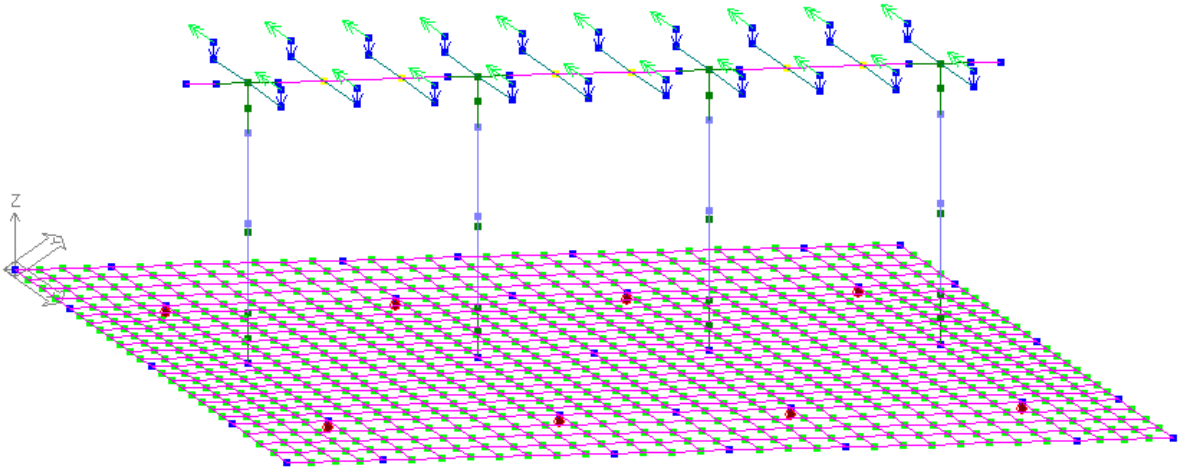


Carico permanente impalcato

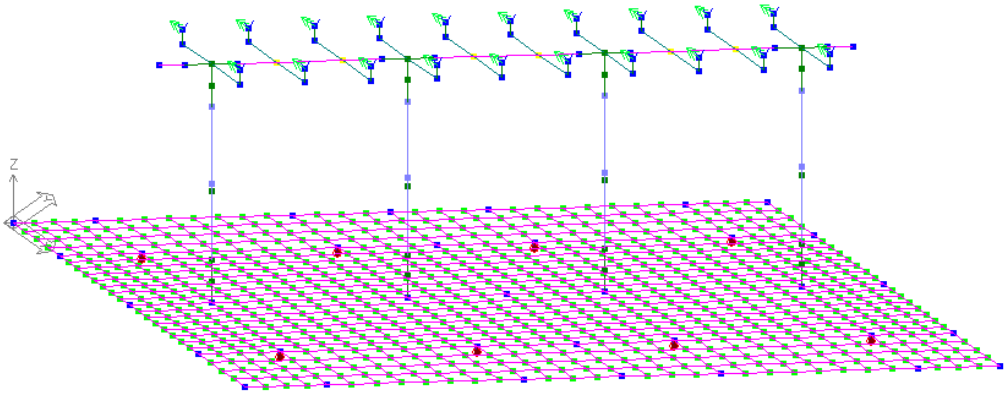


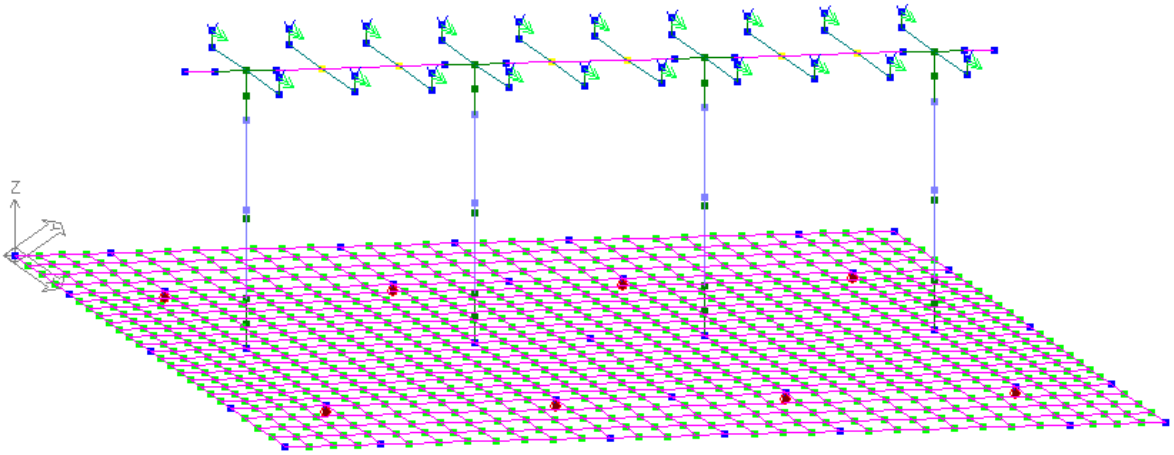




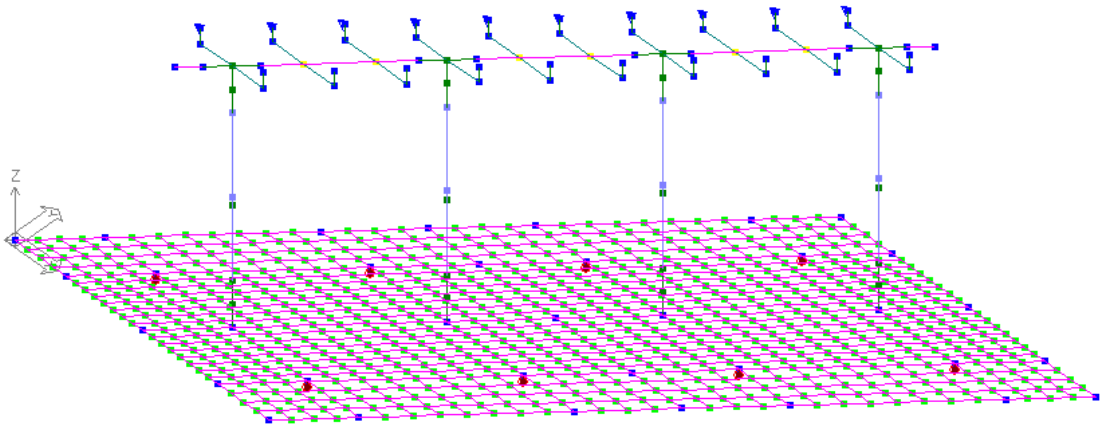


Qacc traffico sup – Schema 1

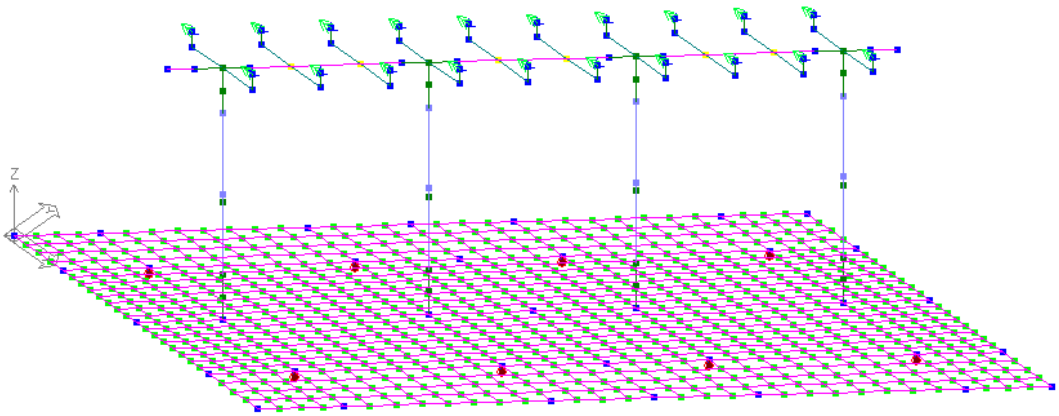


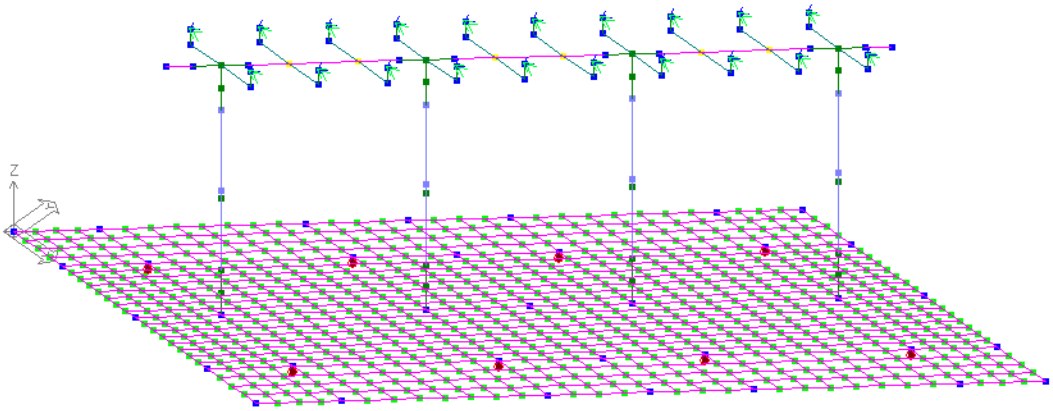


Folla

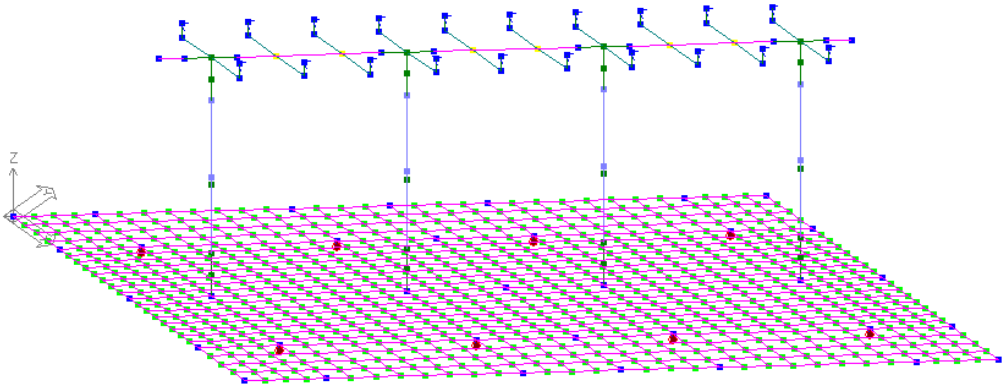


Frenamento

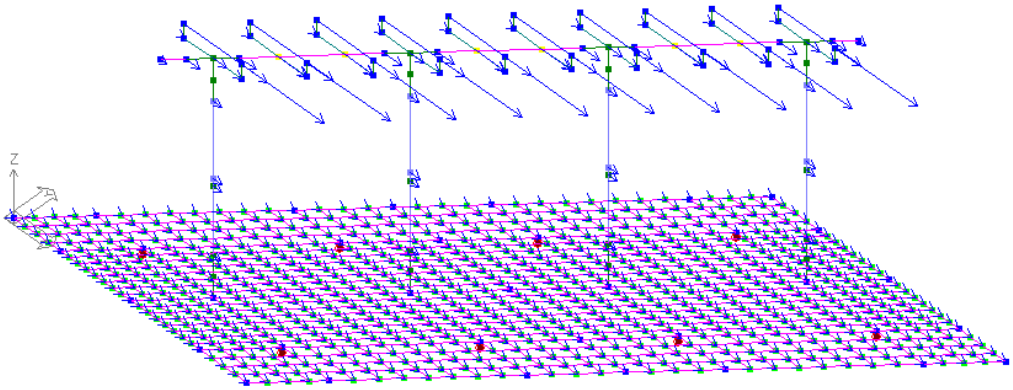




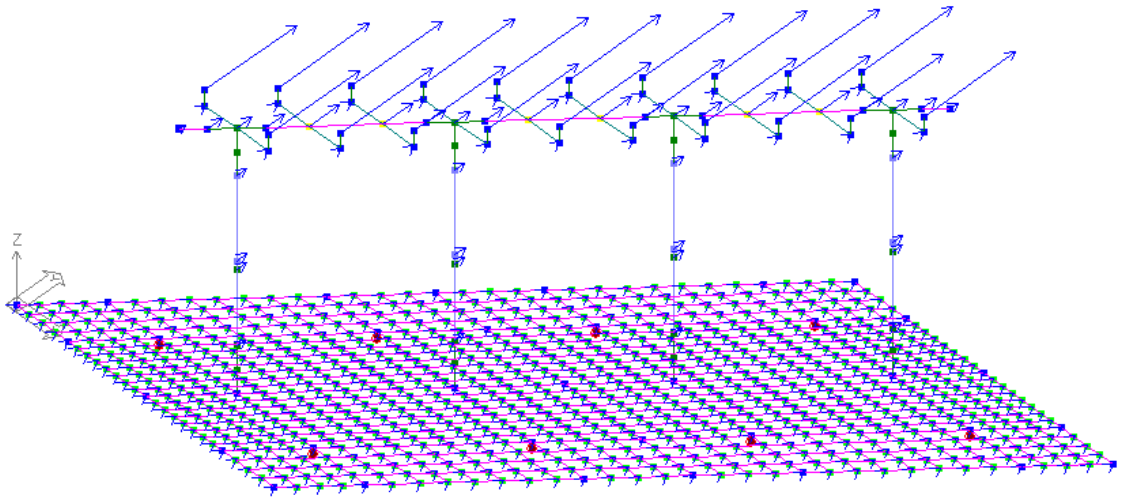
Vento



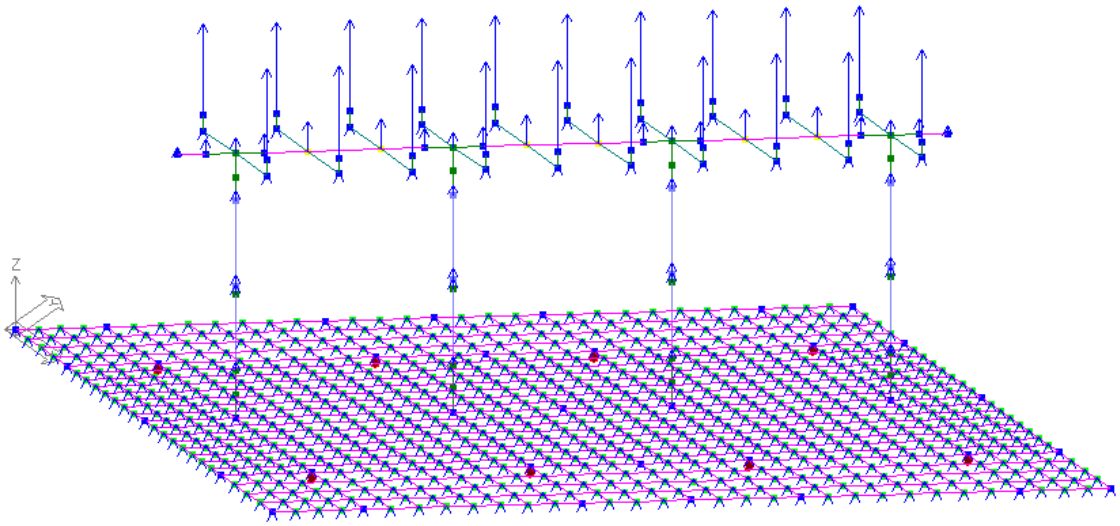
Attrito



Sisma X



Sisma Y



Sisma Z

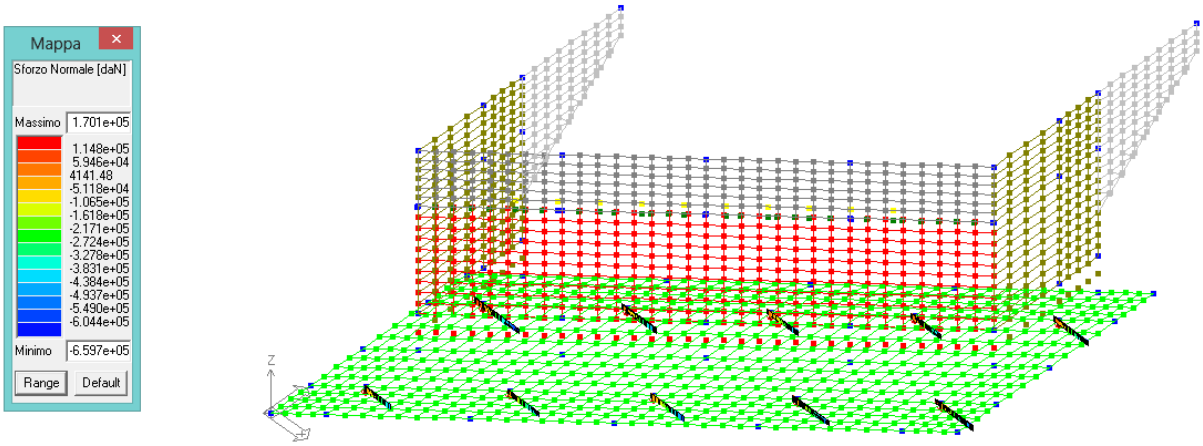
8.4 Azioni interne, deformate e azioni sulle fondazioni

Si riportano gli inviluppi delle azioni interne.

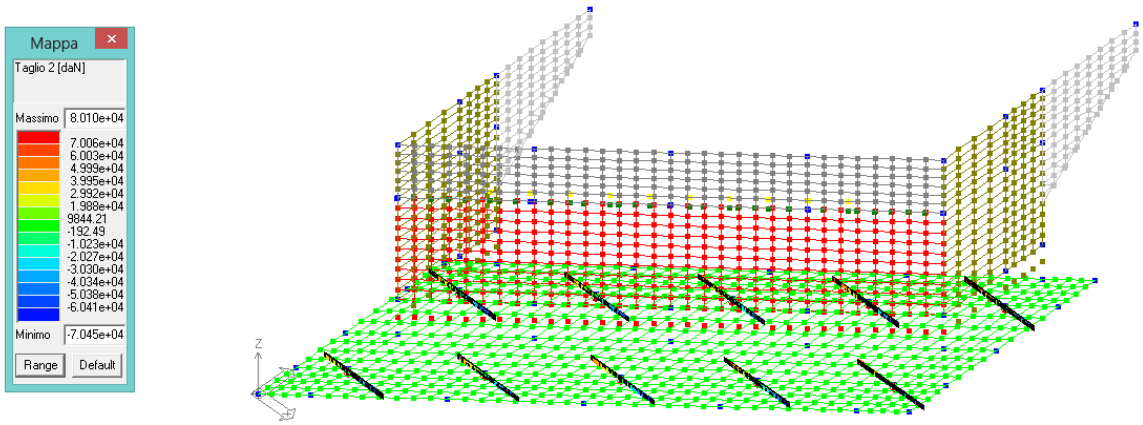
Per i pali di fondazione si riportano le azioni massime di inviluppo relative a tutte le combinazioni e lungo il palo medesimo in direzione verticale; seguono anche le azioni interne massime per gli altri elementi strutturali costituiti da shell (plinto, elevazione, muri di risvolto, paraghiaia ed orecchi) e beam (pali e baggioli) avendo proceduto all'ottimizzazione delle visualizzazioni grafiche.

SPALLA

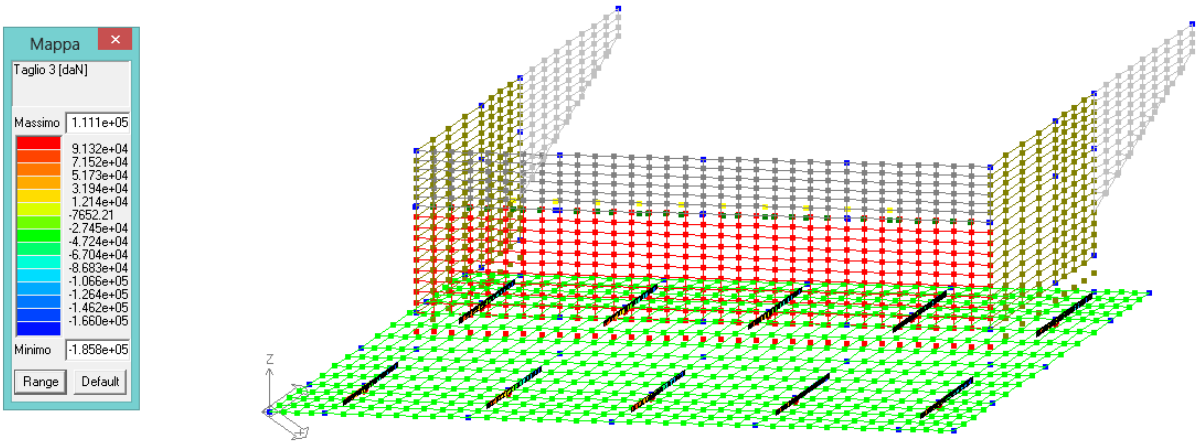
Pali



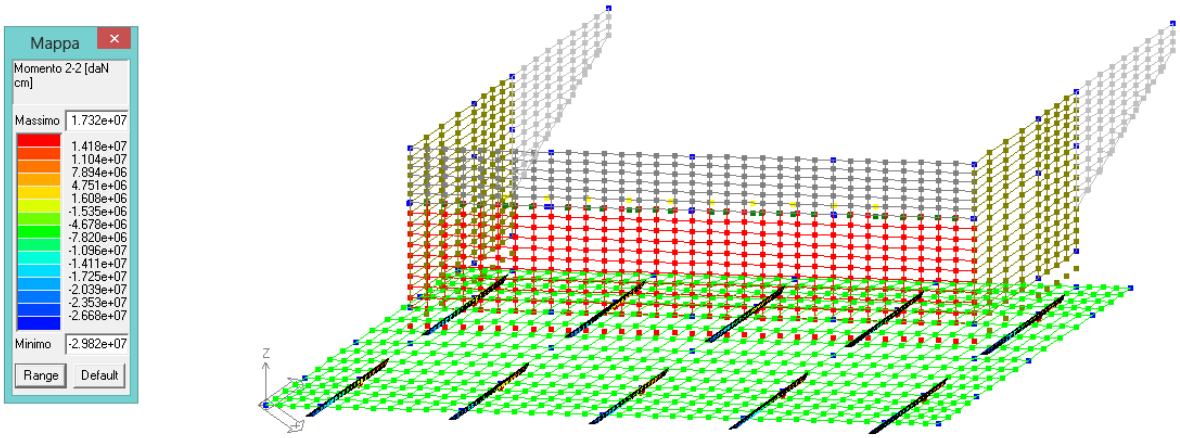
N (daN)



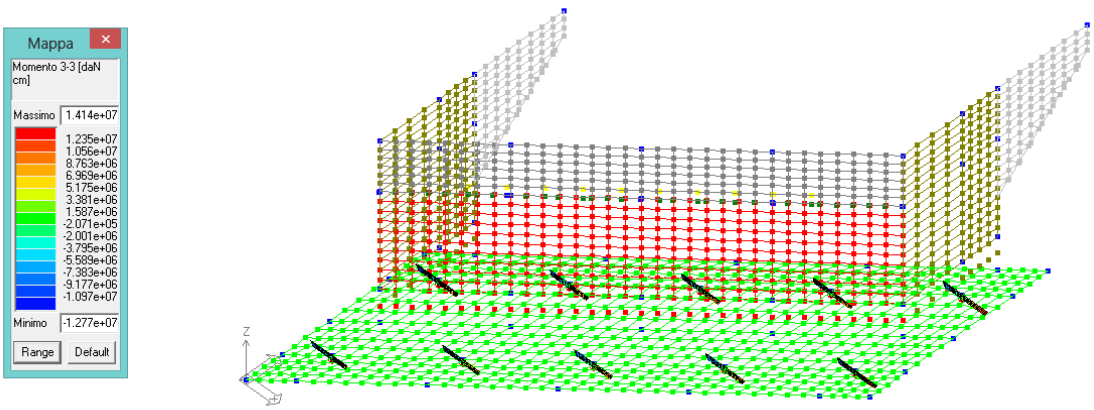
T2 (daN)



T3 (daN)

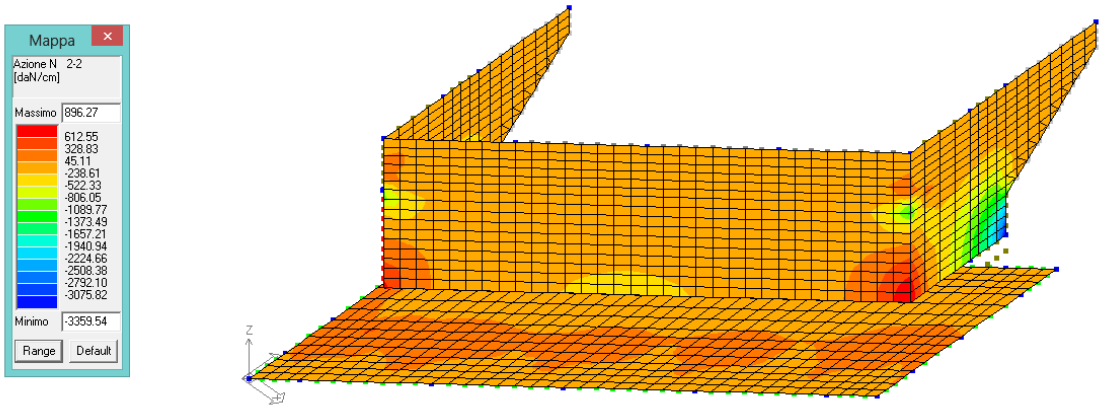


M2 (daNcm)

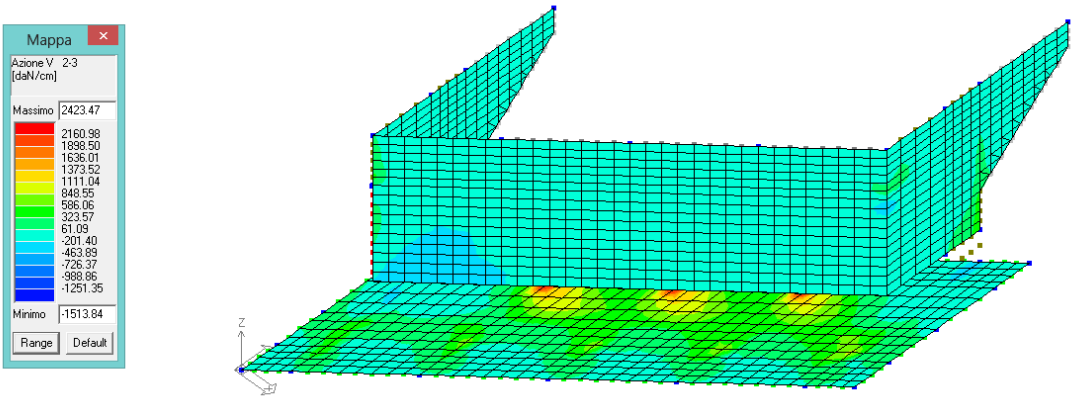


M3 (daNcm)

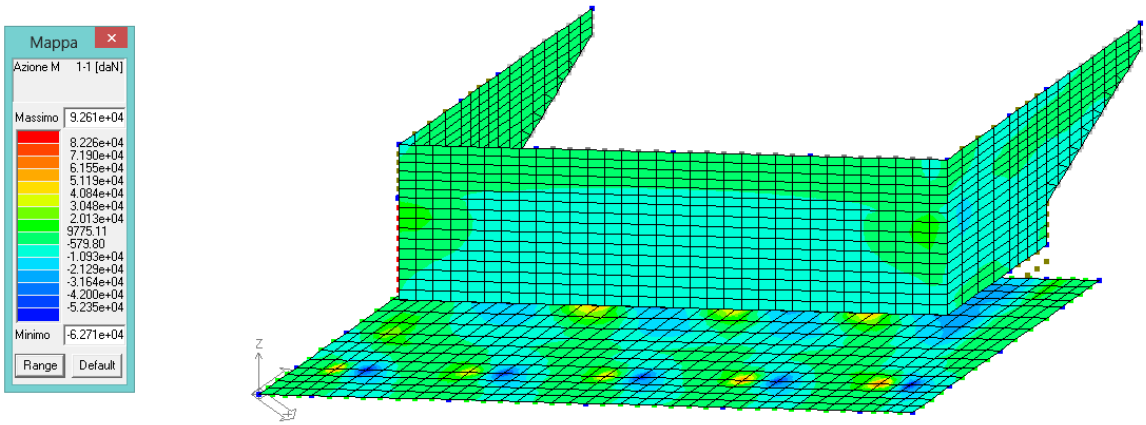
Shell



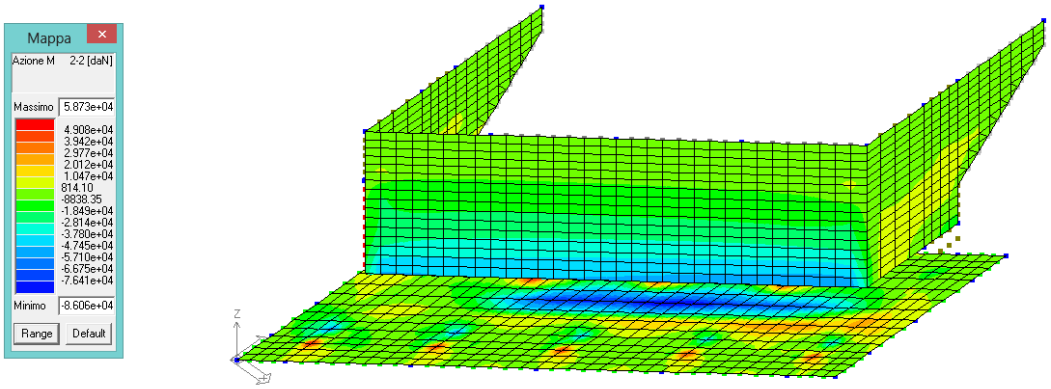
N (daN/cm)



T2 (daN/cm)

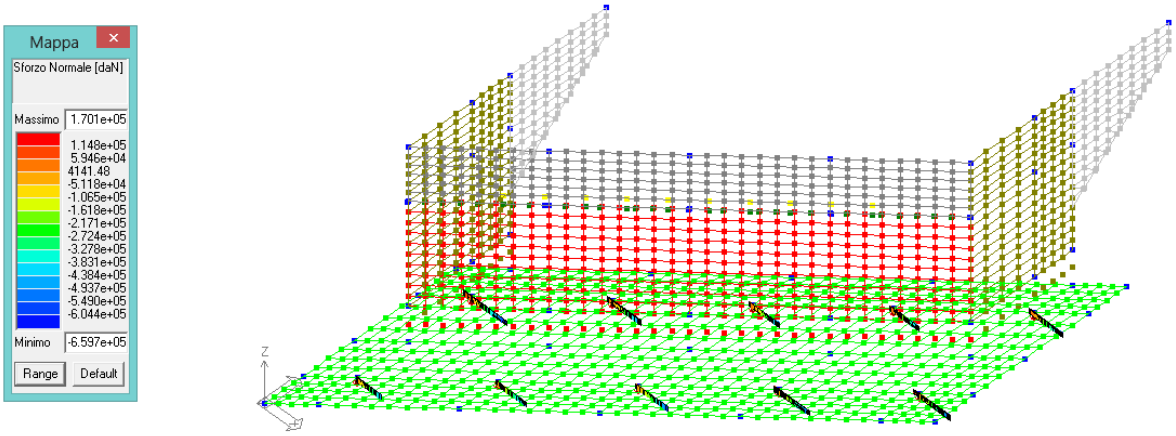


M2 (daNcm/cm)



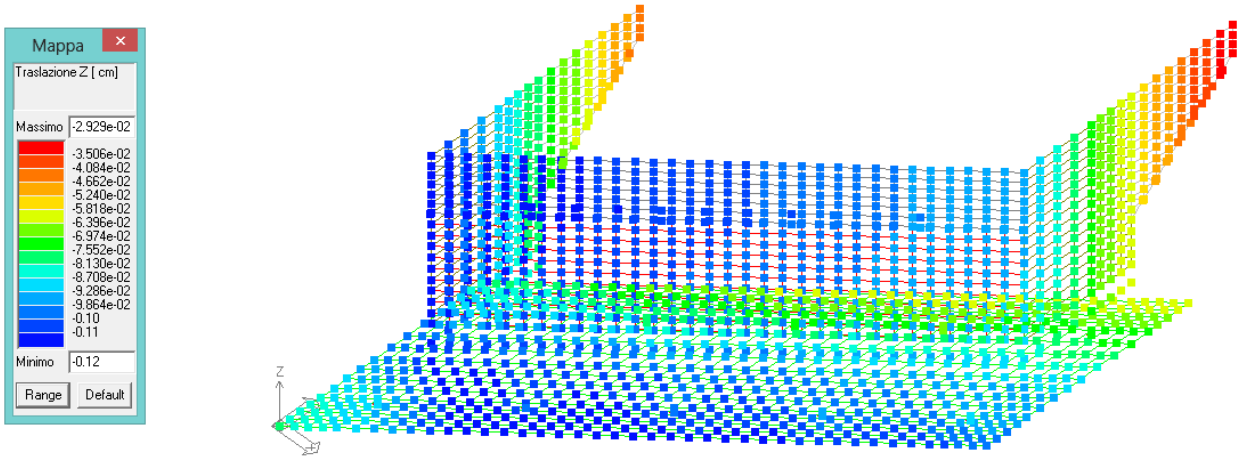
M3 (daNcm/cm)

Si riportano le pressioni massime agli SLU-GEO sui pali di fondazione :



N (daN)

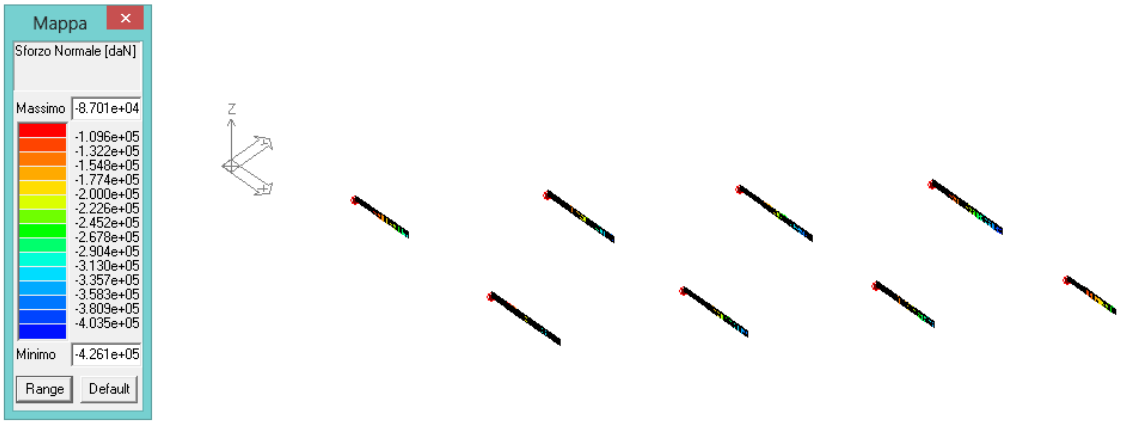
Si riportano le deformate massime agli SLE rare :



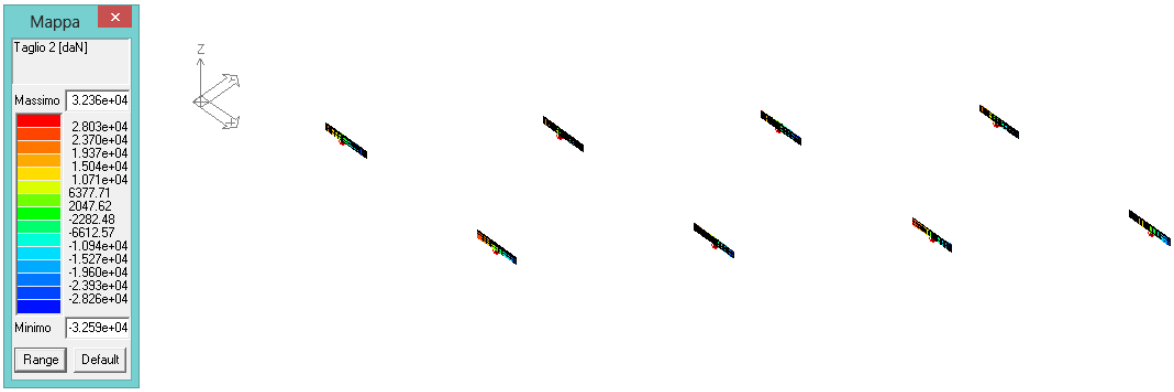
Spostamento Δz (cm)

PILA (in analogia alla spalla)

Pali



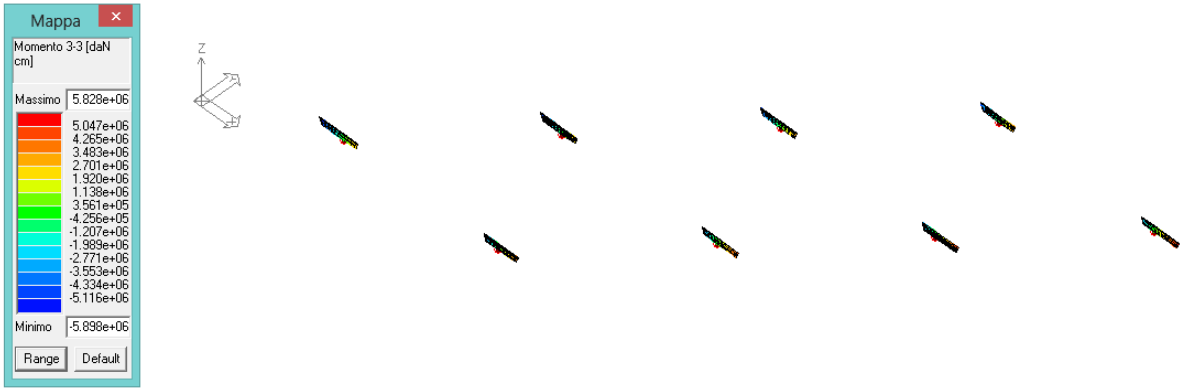
N (daN)



T2 (daN)

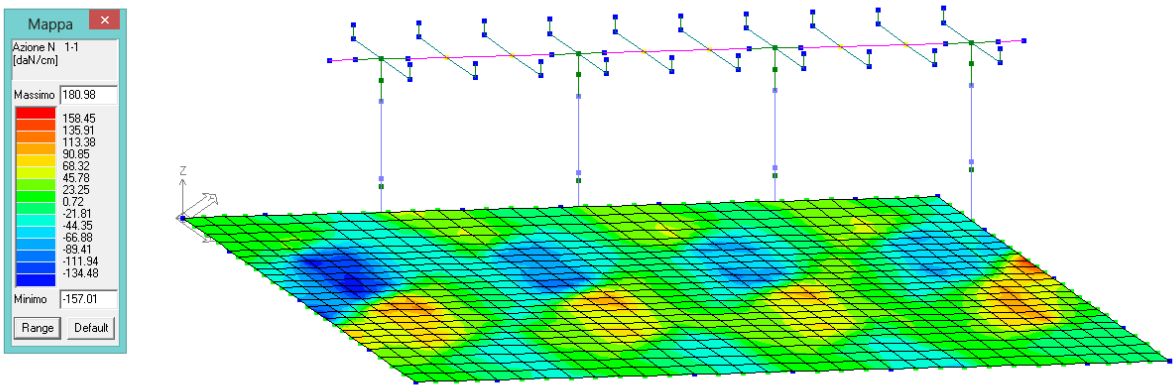
T3 (daN)

M2 (daNcm)

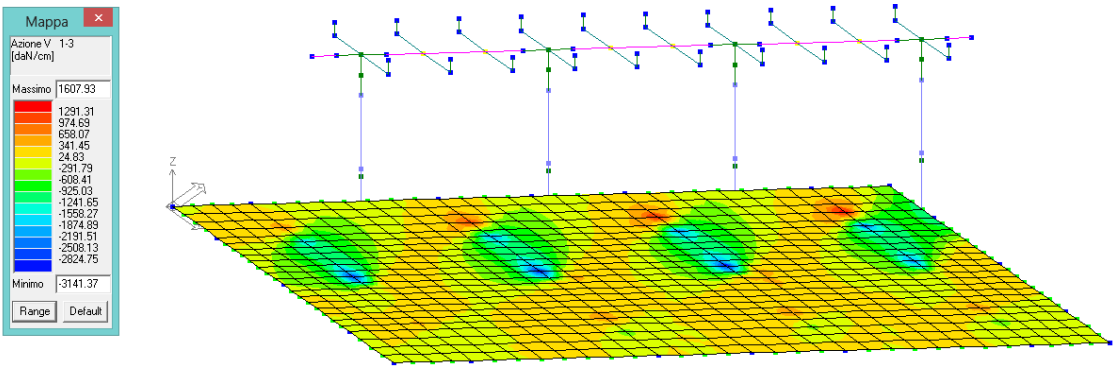


M3 (daNcm)

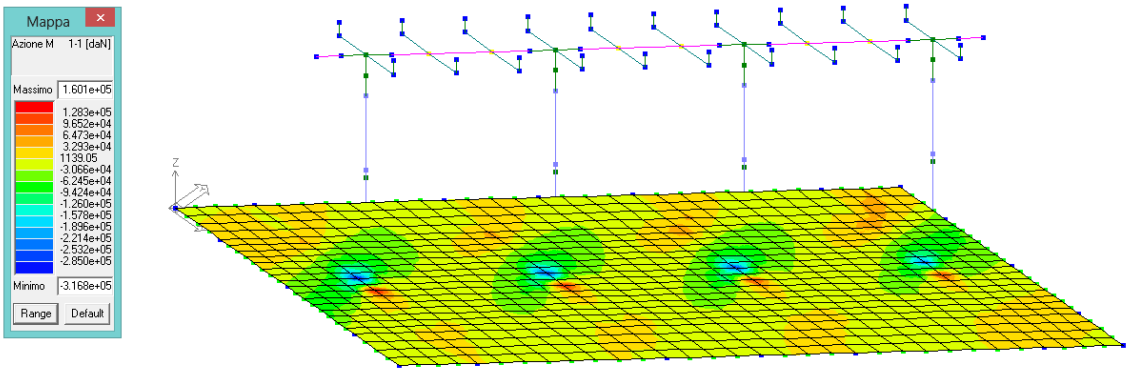
Shell



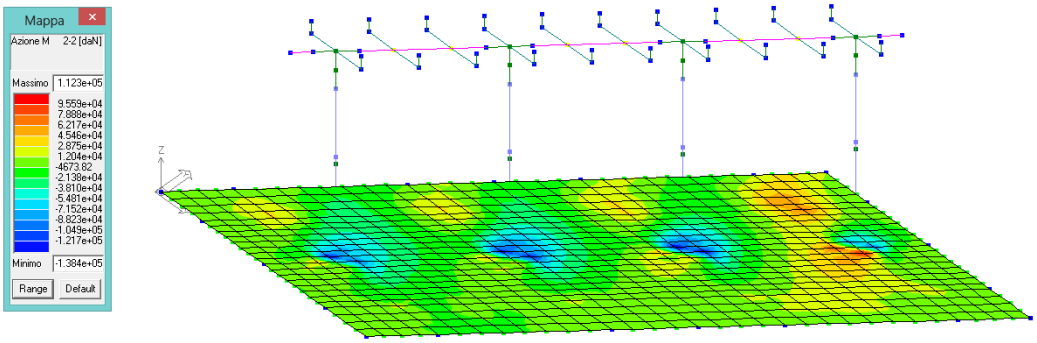
N (daN/cm)



T2 (daN/cm)

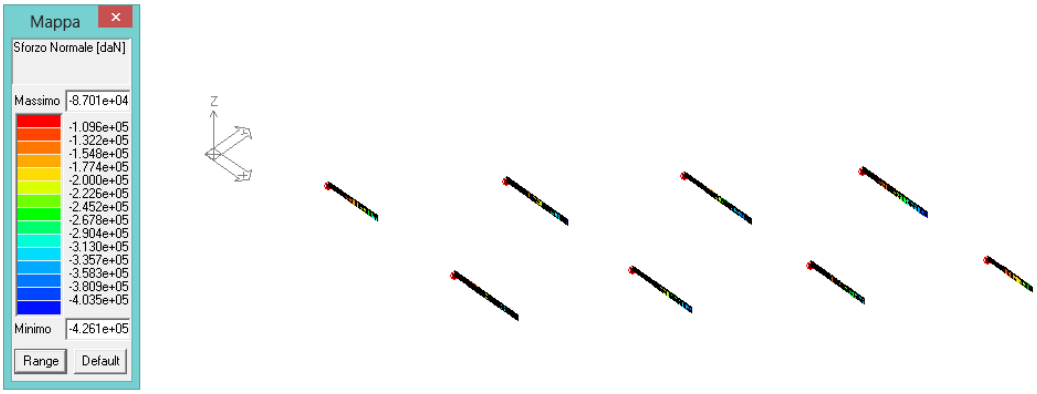


M2 (daNcm/cm)



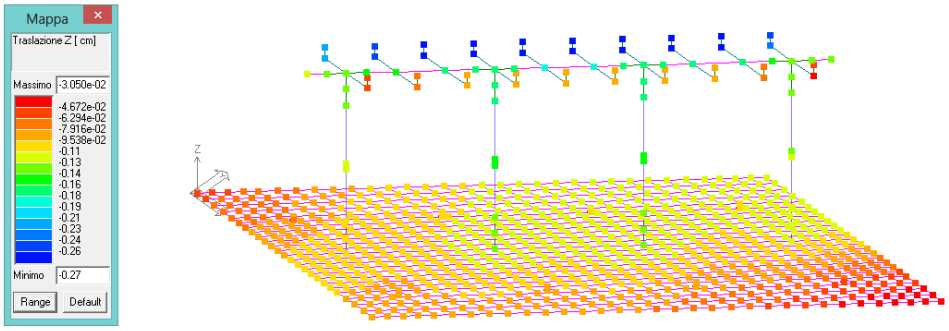
M3 (daNcm/cm)

Si riportano le pressioni massime agli SLU-GEO sui pali di fondazione :



N (daN)

Si riportano le deformate massime agli SLE rare :



Spostamento Δz (cm)

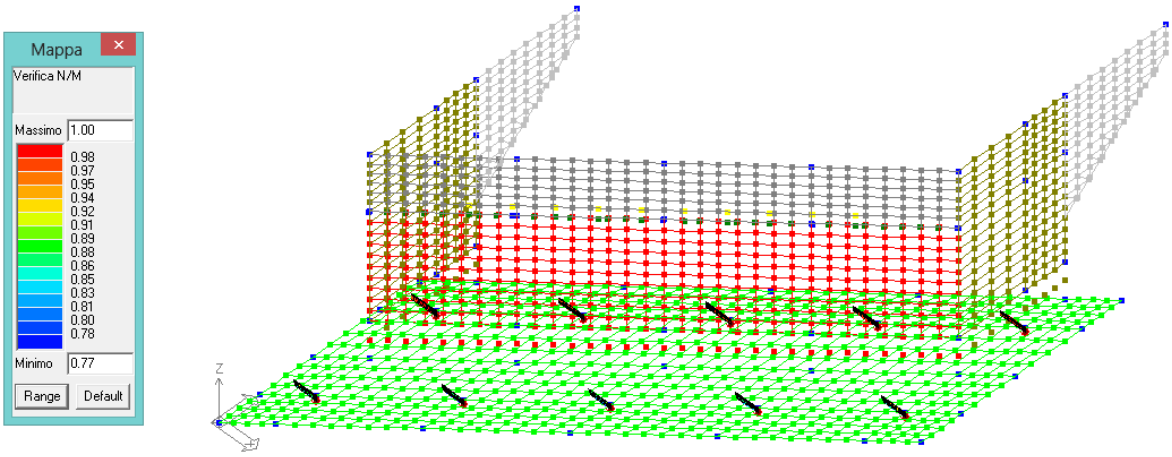
8.5 Verifiche SLU-SLE

Si riportano le verifiche degli elementi strutturali in base agli inviluppi delle azioni interne sopra riportati .

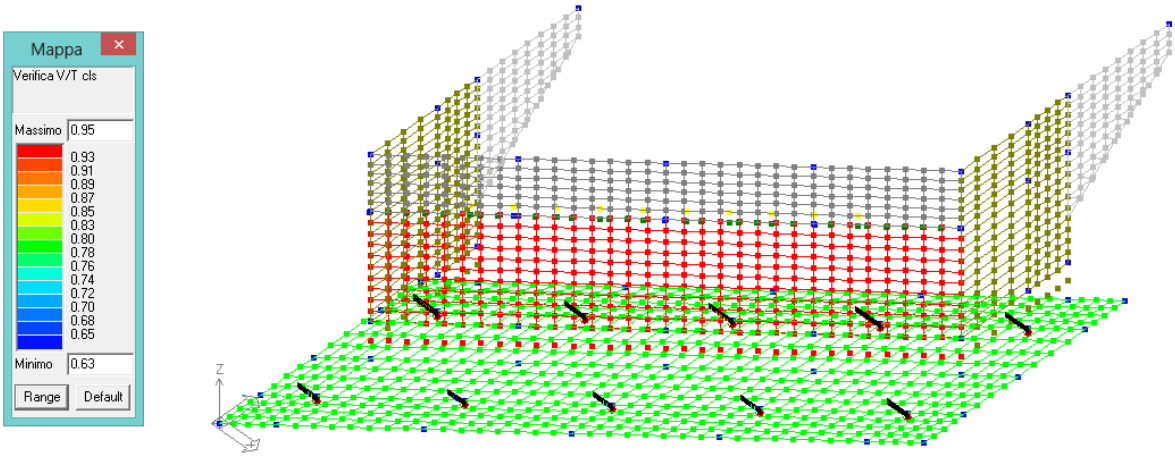
Si riportano per i vari elementi strutturali le verifiche del C.A. del software di calcolo PROSAP. Nel seguito si riportano comunque le verifiche esplicite (per presso-flessione e taglio) delle singole sezioni con indicazione di azioni agenti, armature e geometrie, avendo sempre proceduto all'ottimizzaizone delle immagini.

SPALLA

Pali

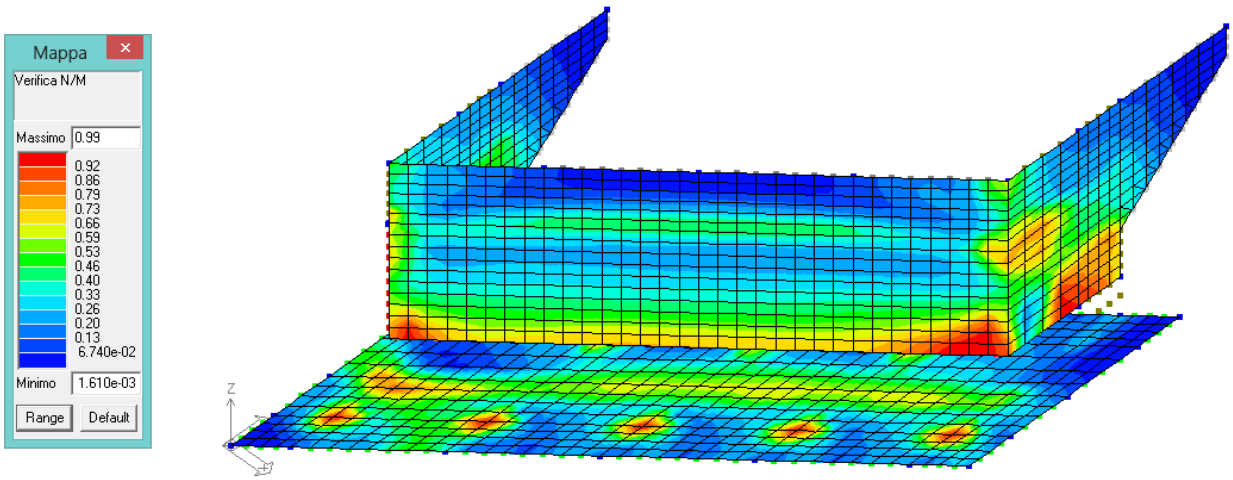


Verifica N/M SLU

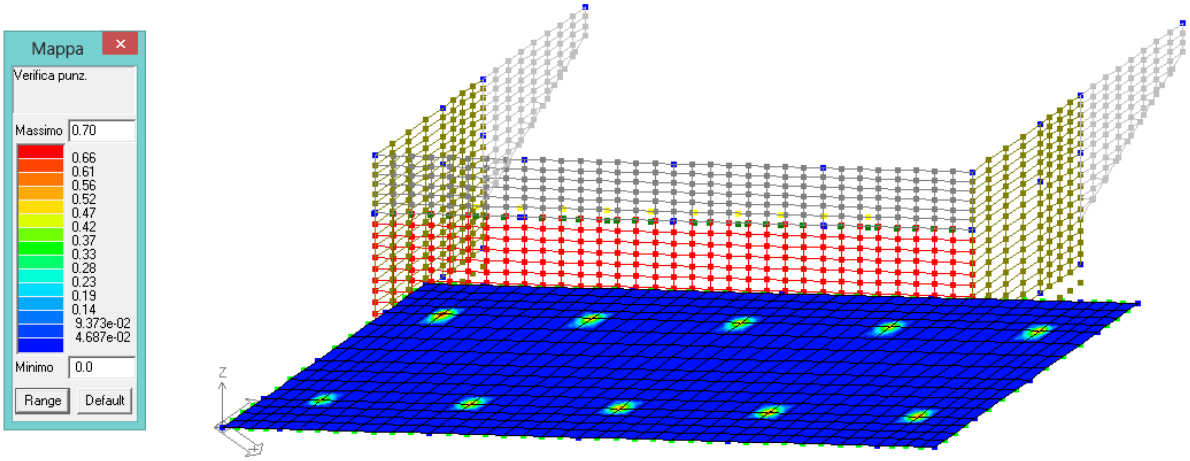


Verifica V/T SLU

Shell



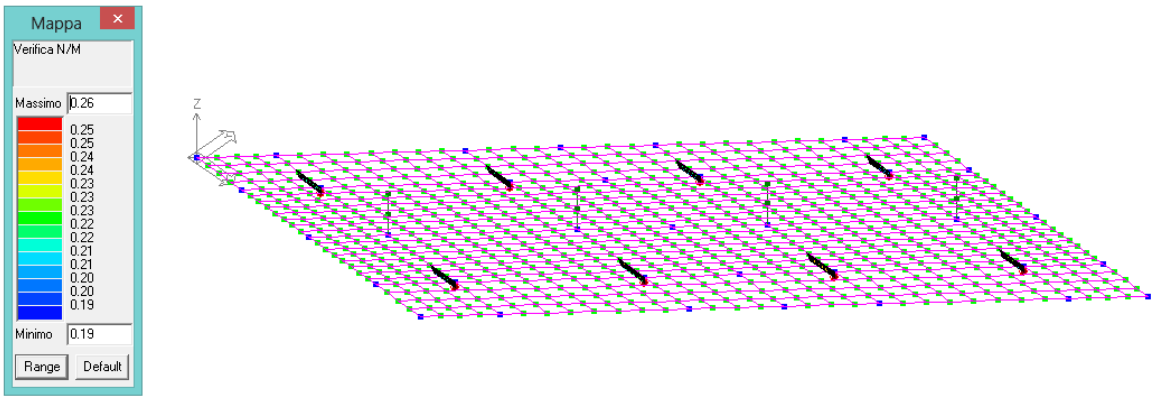
Verifica N/M SLU



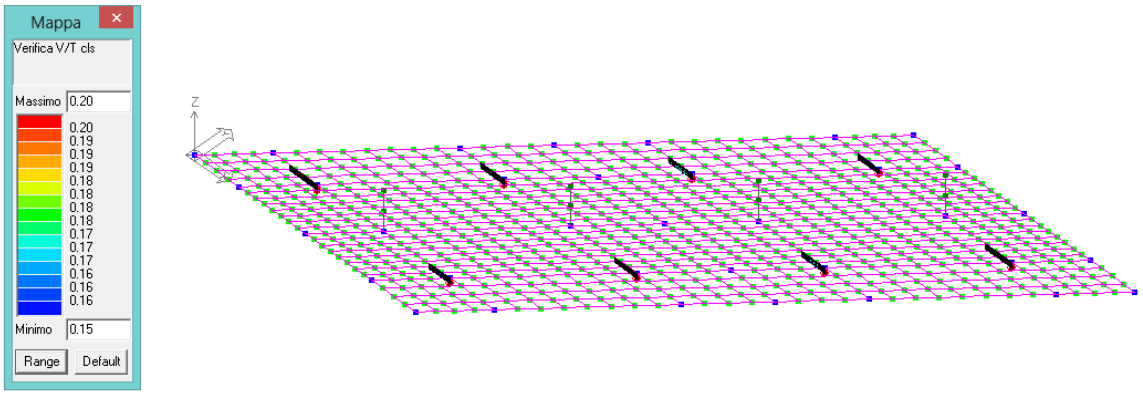
Verifica punzonamento SLU

PILA

Pali

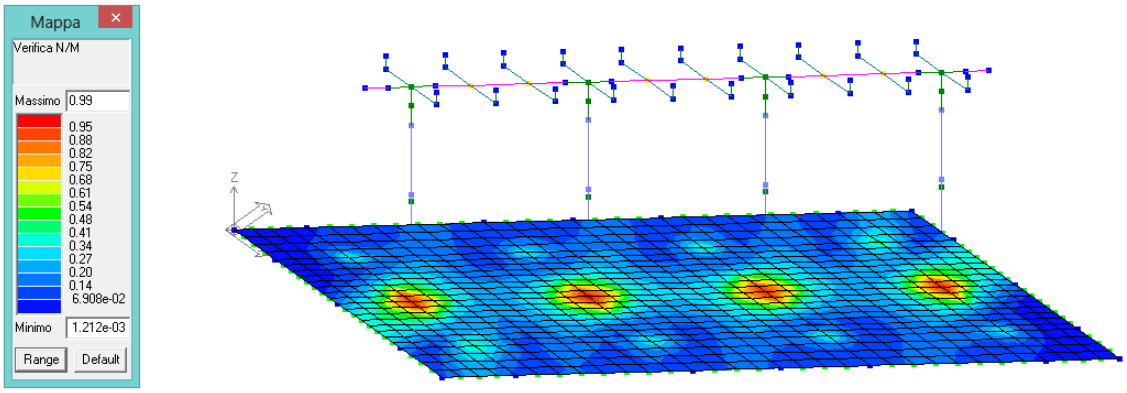


Verifica N/M SLU

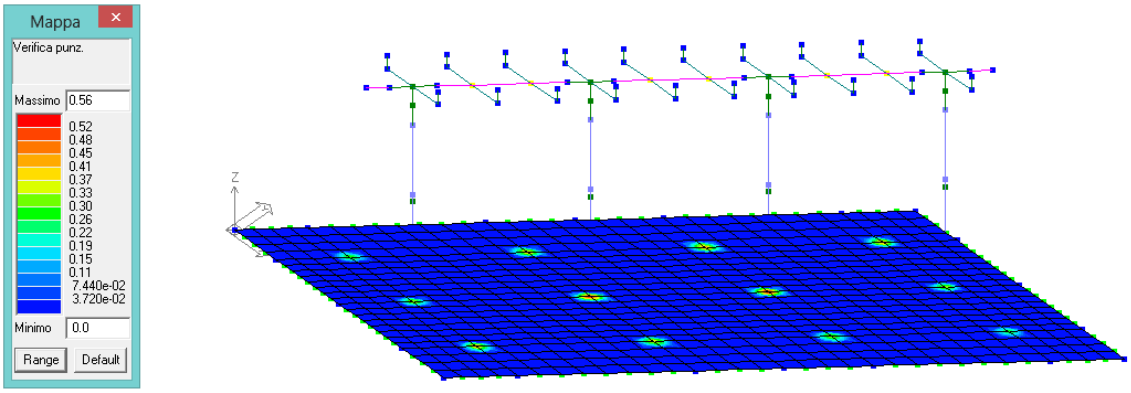


Verifica V/T SLU

Shell

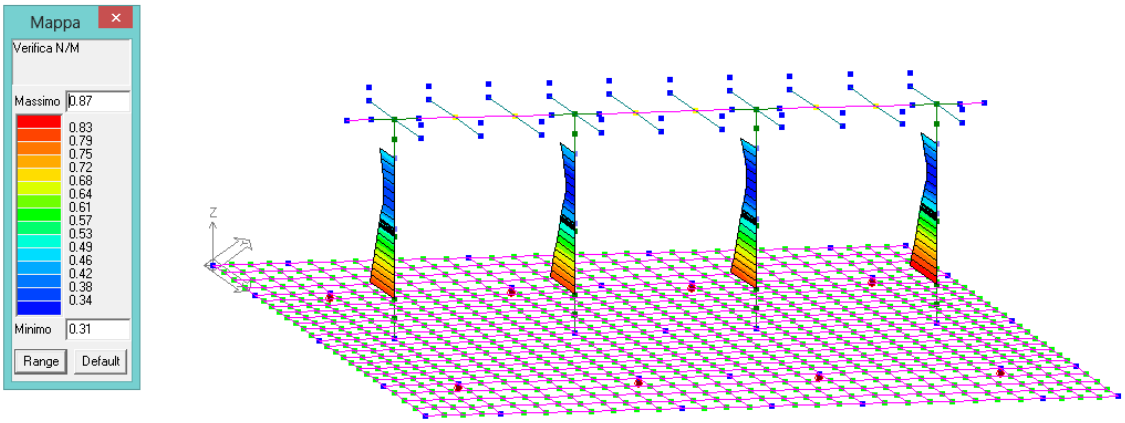


Verifica N/M SLU

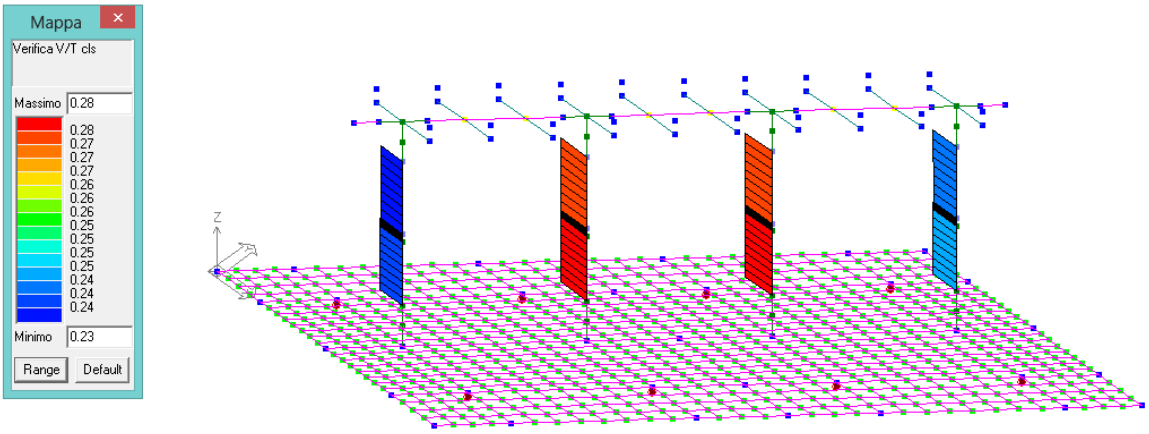


Verifica punzonamento SLU

Colonne

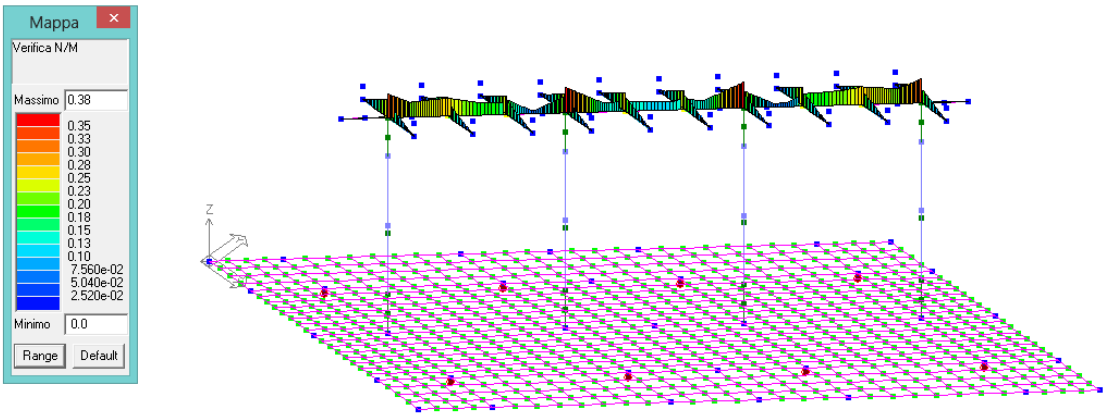


Verifica N/M SLU

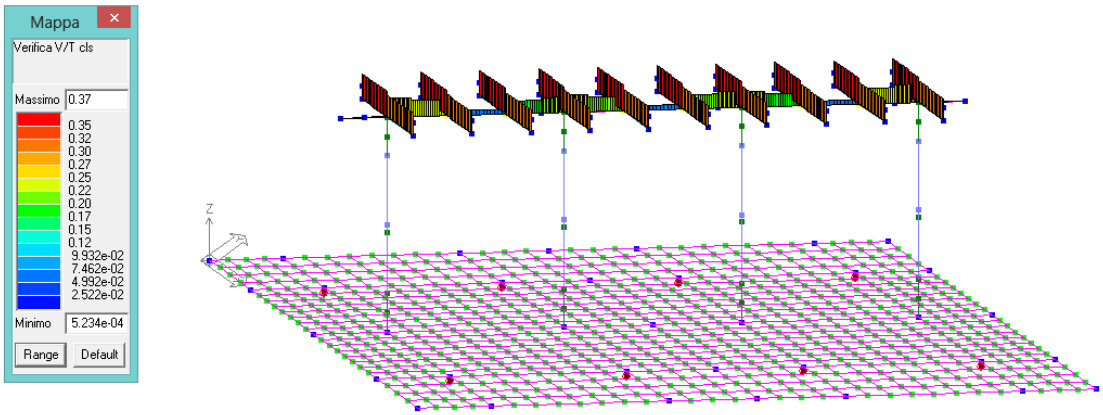


Verifica V/T SLU

Pulvino



Verifica N/M SLU



Verifica V/T SLU

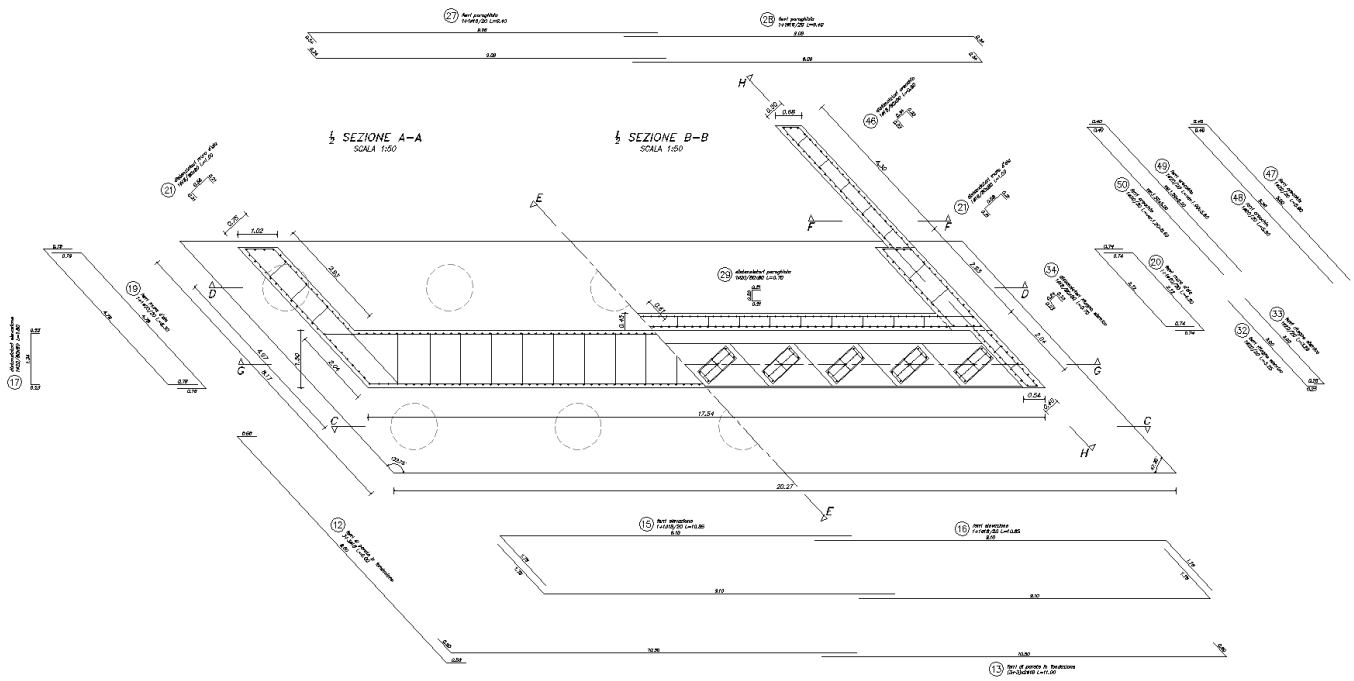
8.5.1 Verifica a flessione

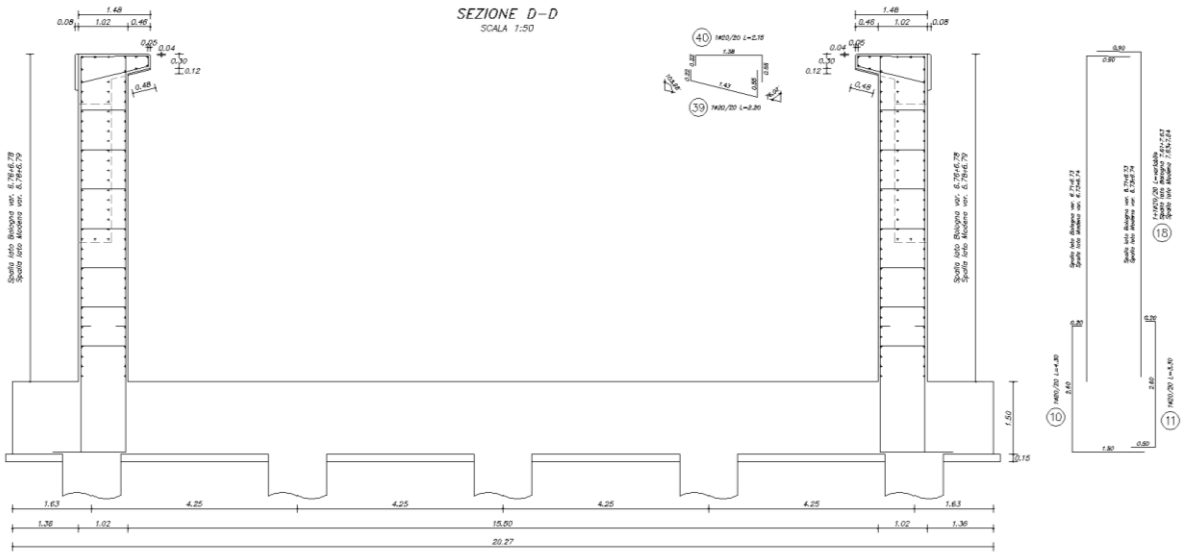
SPALLA

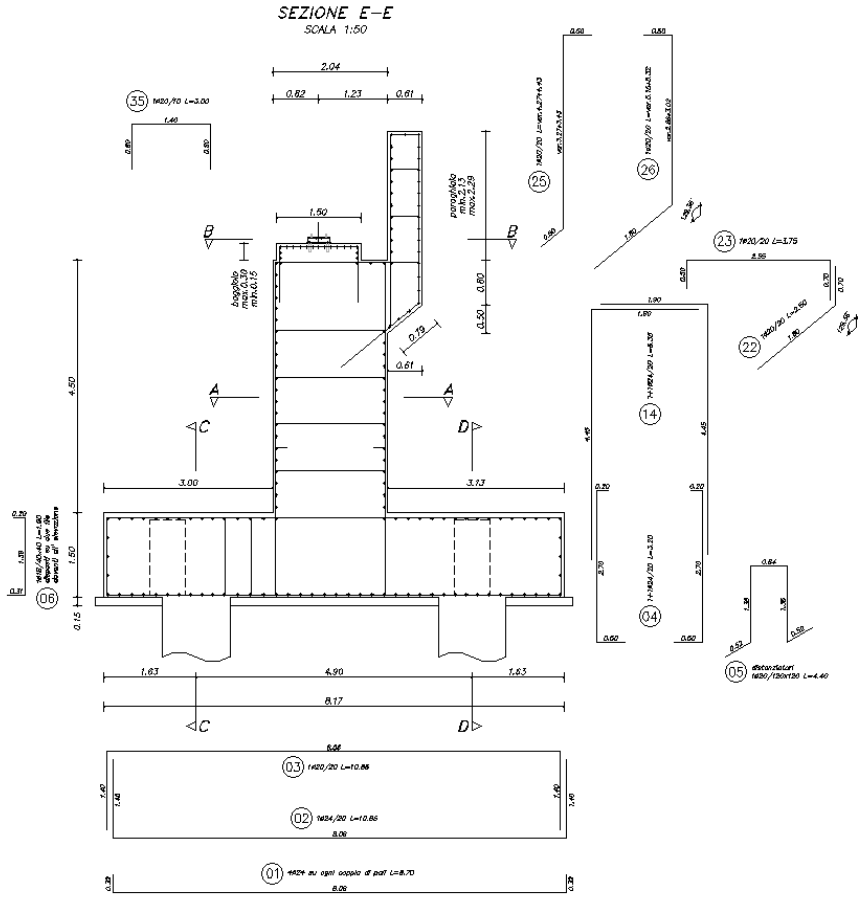
La struttura è armata con :

- Pali - ⌀ 1200 l=34.00 m gabbia 1 _38 ⌀ 26, spirale ⌀ 12/20 raffittita a ⌀ 12/10 per 2.50 m dalla sommità, anello ⌀ 24/200 - gabbia 2 _24 ⌀ 20, spirale ⌀ 12/20, anello ⌀ 24/200 - gabbia 3_ 24 ⌀ 16, spirale ⌀ 12/20, anello ⌀ 24/200
- Plinto s=150 cm - as inf. long. e trasv. ⌀ 24/20 - as sup. long. e trasv. ⌀ 20/20 - as agg. inf. long. 4⌀ 24/palo; staffe ∅18/40x40 cm per L = 100 cm dal filo
- Elevazione s=150 cm - as vert. int. e est. ⌀ 24/20 - as oriz. int. e est. ⌀ 18/20
- Muro di risvolto s=75 cm - as ⌀ 20/20
- Orecchio s=50 cm - as ⌀ 20/20
- Paraghiaia s=30 cm - as vert. ⌀ 20/20, as oriz. ⌀ 16/20
- Baggioli min 70x70 - as ⌀ 20/20, staffe ⌀ 16/10
- Ritegno sismico min. 40 cm - as ⌀ 20/10 doppio strato

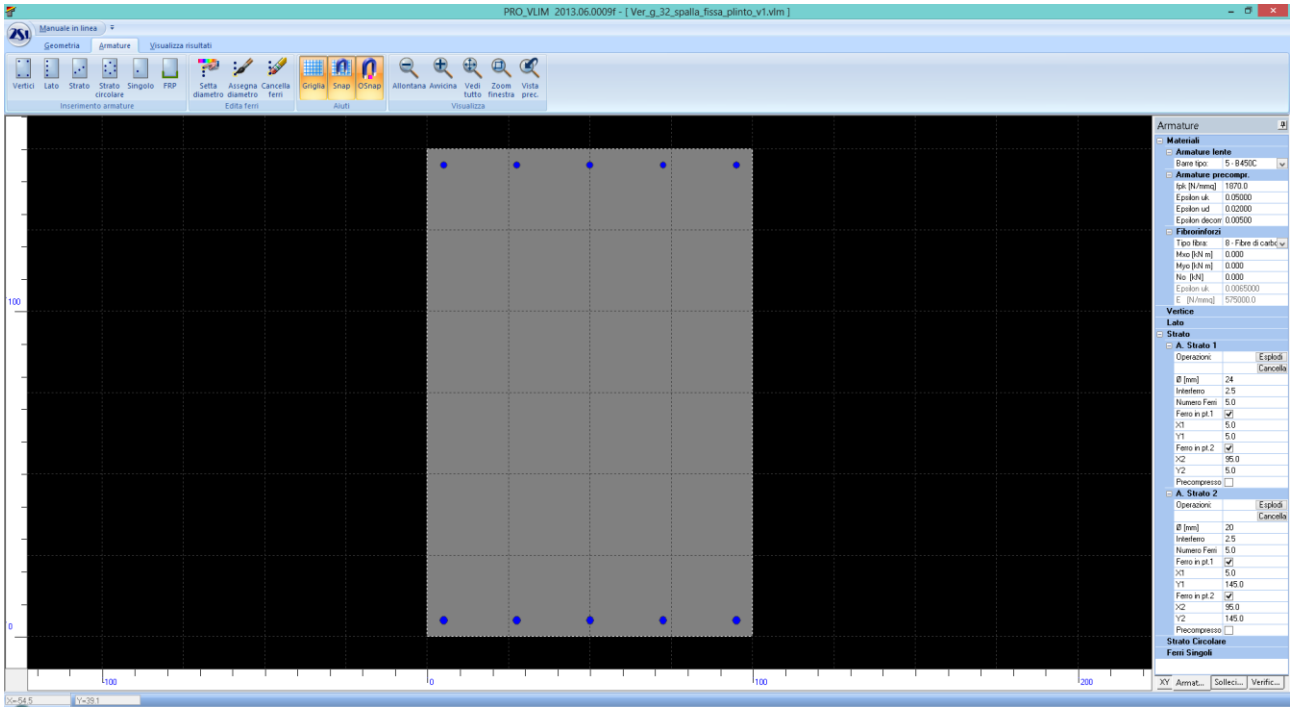
Seguono le verifiche per le sezioni più sollecitate. In particolare per ogni elemento strutturale si estrapolano le azioni massime di inviluppo e si conducono le verifiche SLU-SLE per materiali e armature adottati.

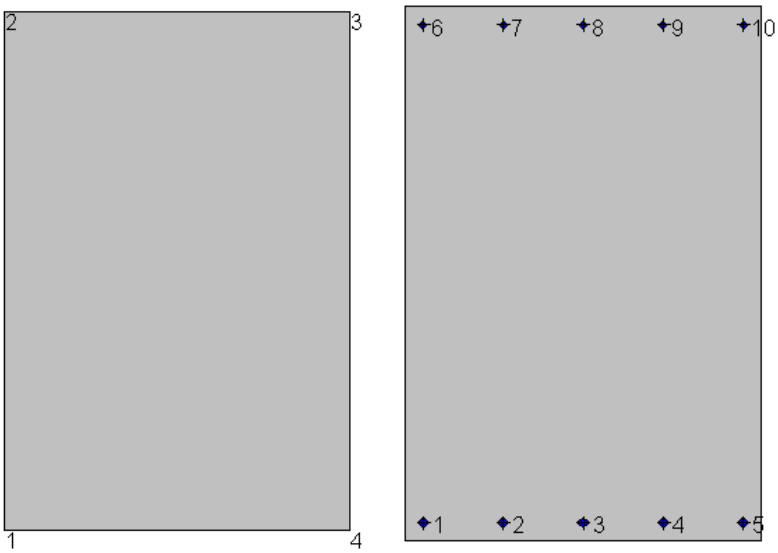



SEZIONE D–D
SCALA 1:50


SEZIONE E–E
SCALA 1:50

Plinto





Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)

1	5,0	5,0	4,5	no
2	27,5	5,0	4,5	no
3	50,0	5,0	4,5	no
4	72,5	5,0	4,5	no
5	95,0	5,0	4,5	no
6	5,0	145,0	3,1	no
7	27,5	145,0	3,1	no
8	50,0	145,0	3,1	no
9	72,5	145,0	3,1	no
10	95,0	145,0	3,1	no

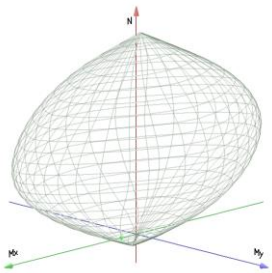
Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C32/40
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1499,8	189,3	0,0	Completamente tesa
27956,0	-189,3	0,0	Completamente compressa
0,0	1260,5	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-881,1	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	705,5	Fibre di sinistra tese

0,0	0,0	-705,5	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	1020,2	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,810	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1260,5	0,0	0,810	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	1020,2	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,810	OK
1	0,0	1020,2	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	1020,2	0,0	N	0,0	1260,5	0,0	0,810	OK

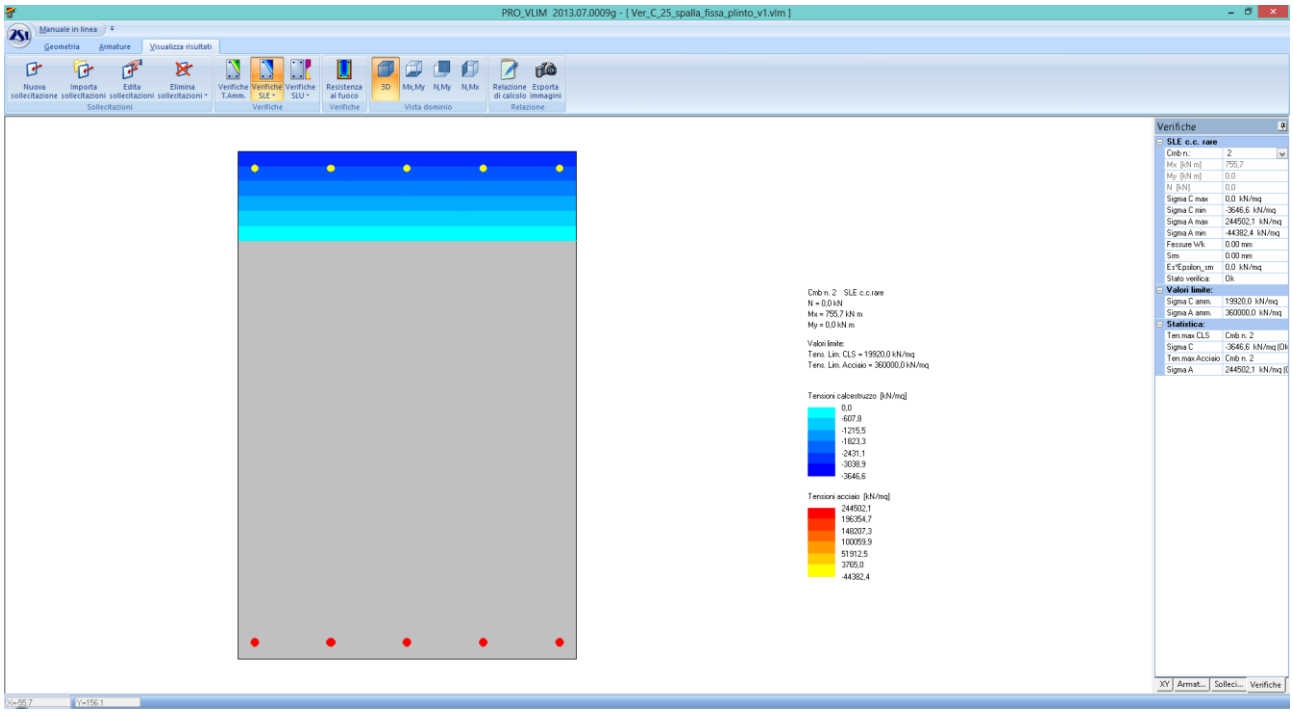
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 19920,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

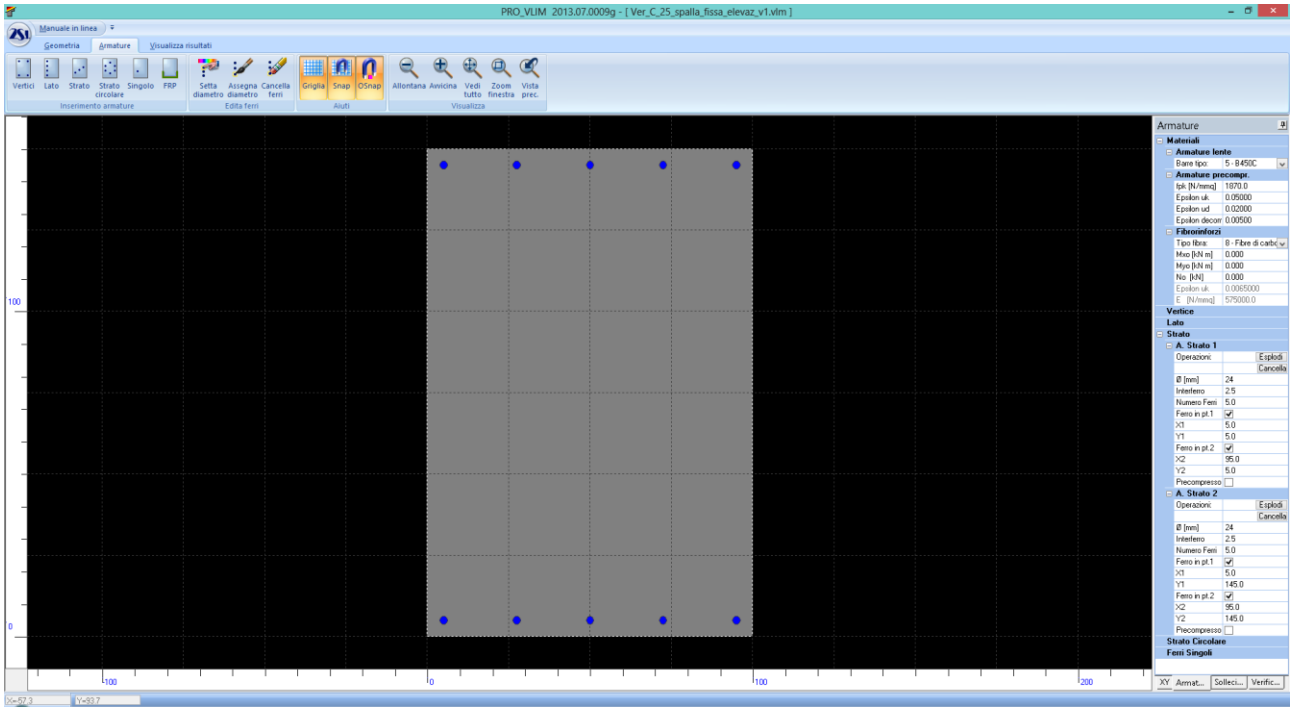
Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

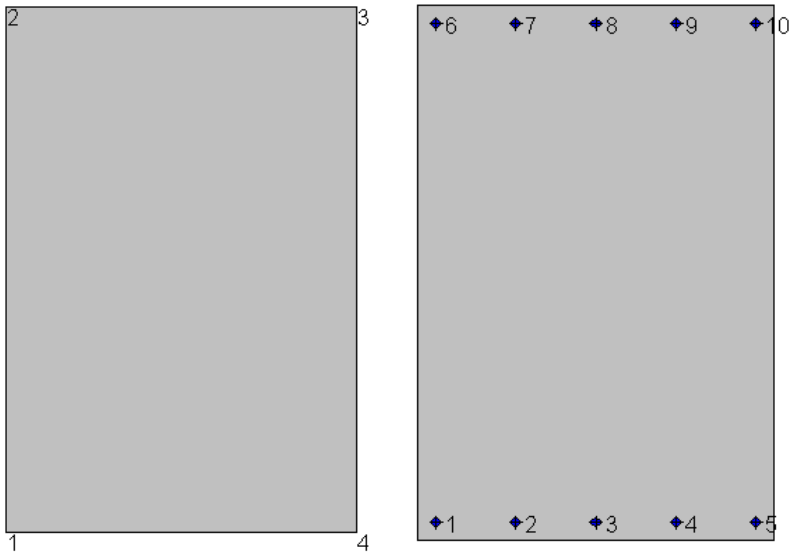
Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	755,7	0,0	0,0	-3646,6	0,18	244502,1	0,68



Tensioni – Comb. rare

Elevazione





Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)

1	5,0	5,0	4,5	no
2	27,5	5,0	4,5	no
3	50,0	5,0	4,5	no
4	72,5	5,0	4,5	no
5	95,0	5,0	4,5	no
6	5,0	145,0	4,5	no
7	27,5	145,0	4,5	no
8	50,0	145,0	4,5	no
9	72,5	145,0	4,5	no
10	95,0	145,0	4,5	no

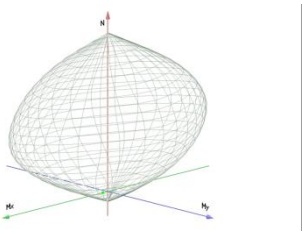
Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C32/40
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1770,2	0,0	0,0	Completamente tesa
28226,5	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	1260,4	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-1260,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	828,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-828,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	428,9	0,0	P	0,0	1260,4	0,0	0,340	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1260,4	0,0	0,340	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	428,9	0,0	P	0,0	1260,4	0,0	0,340	OK
1	0,0	428,9	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	428,9	0,0	N	0,0	1260,4	0,0	0,340	OK

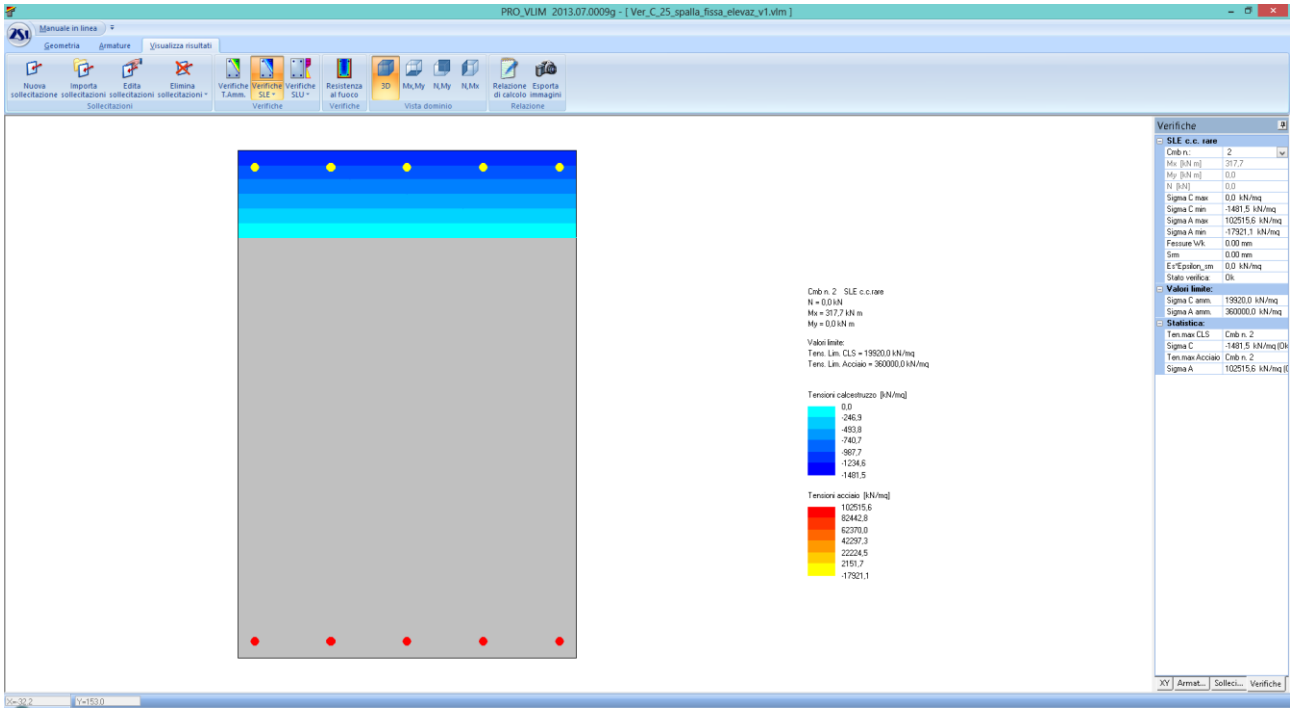
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 19920,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

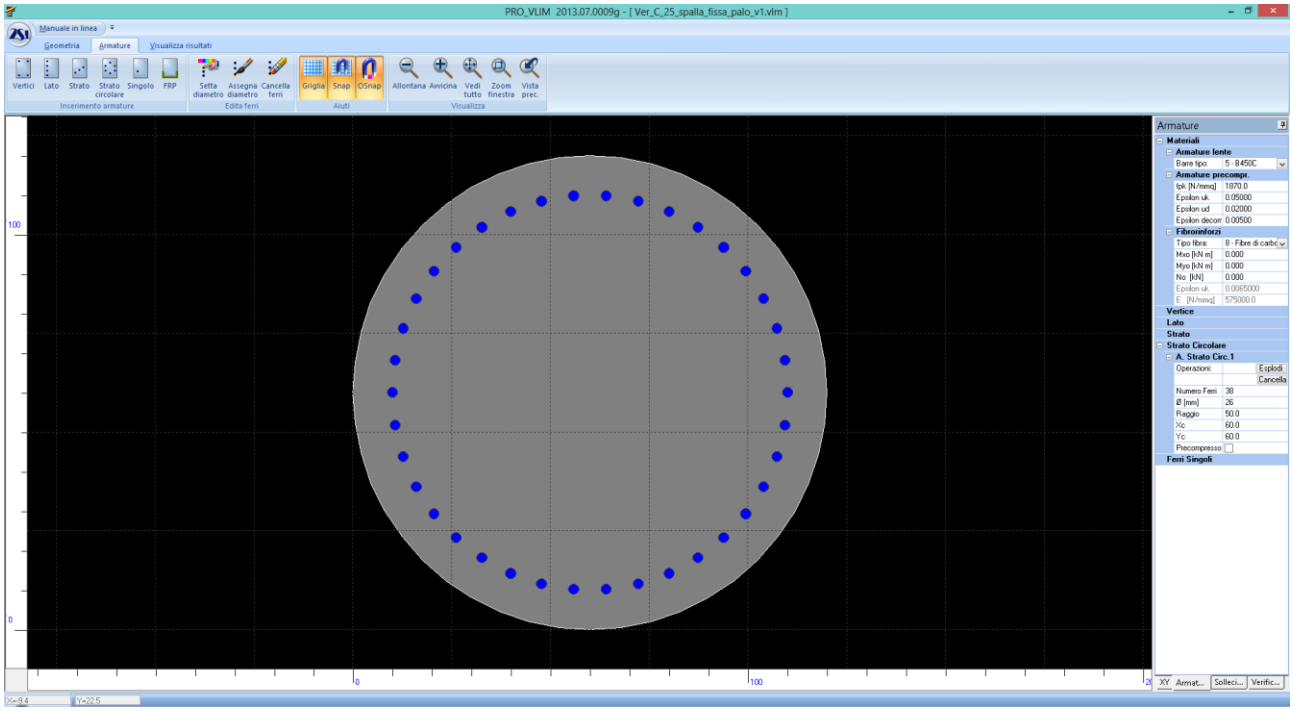
Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

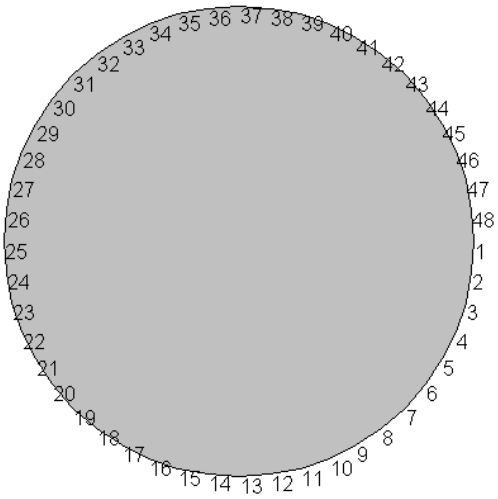
Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	317,7	0,0	0,0	-1481,5	0,07	102515,6	0,28

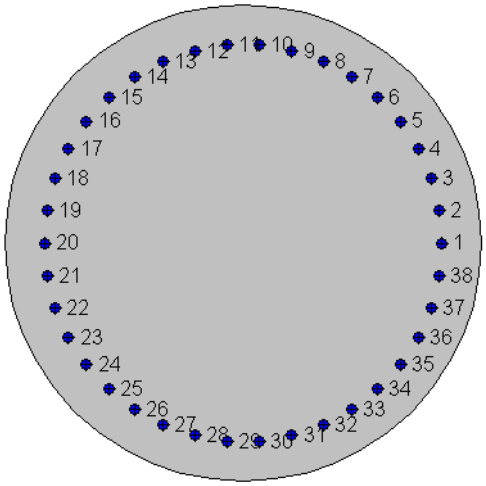


Tensioni – Comb. Rare

Palo







Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	120,0	60,0
2	119,5	52,2
3	118,0	44,5
4	115,4	37,0
5	112,0	30,0
6	107,6	23,5
7	102,4	17,6
8	96,5	12,4
9	90,0	8,0

10	83,0	4,6
11	75,5	2,0
12	67,8	0,5
13	60,0	0,0
14	52,2	0,5
15	44,5	2,0
16	37,0	4,6
17	30,0	8,0
18	23,5	12,4
19	17,6	17,6
20	12,4	23,5
21	8,0	30,0
22	4,6	37,0
23	2,0	44,5
24	0,5	52,2
25	0,0	60,0
26	0,5	67,8
27	2,0	75,5
28	4,6	83,0
29	8,0	90,0
30	12,4	96,5
31	17,6	102,4
32	23,5	107,6
33	30,0	112,0
34	37,0	115,4
35	44,5	118,0
36	52,2	119,5
37	60,0	120,0
38	67,8	119,5
39	75,5	118,0
40	83,0	115,4
41	90,0	112,0
42	96,5	107,6
43	102,4	102,4
44	107,6	96,5
45	112,0	90,0
46	115,4	83,0
47	118,0	75,5
48	119,5	67,8

Armature:

Pos.	**X**	**Y**	**Area**	**Pretens.**
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	110,0	60,0	5,3	no
2	109,3	68,2	5,3	no
3	107,3	76,2	5,3	no
4	104,0	83,8	5,3	no
5	99,5	90,7	5,3	no
6	93,9	96,8	5,3	no
7	87,3	101,9	5,3	no
8	80,1	105,8	5,3	no
9	72,3	108,5	5,3	no
10	64,1	109,8	5,3	no
11	55,9	109,8	5,3	no
12	47,7	108,5	5,3	no
13	39,9	105,8	5,3	no

14	32,7	101,9	5,3	no
15	26,1	96,8	5,3	no
16	20,5	90,7	5,3	no
17	16,0	83,8	5,3	no
18	12,7	76,2	5,3	no
19	10,7	68,2	5,3	no
20	10,0	60,0	5,3	no
21	10,7	51,8	5,3	no
22	12,7	43,8	5,3	no
23	16,0	36,2	5,3	no
24	20,5	29,3	5,3	no
25	26,1	23,2	5,3	no
26	32,7	18,1	5,3	no
27	39,9	14,2	5,3	no
28	47,7	11,5	5,3	no
29	55,9	10,2	5,3	no
30	64,1	10,2	5,3	no
31	72,3	11,5	5,3	no
32	80,1	14,2	5,3	no
33	87,3	18,1	5,3	no
34	93,9	23,2	5,3	no
35	99,5	29,3	5,3	no
36	104,0	36,2	5,3	no
37	107,3	43,8	5,3	no
38	109,3	51,8	5,3	no

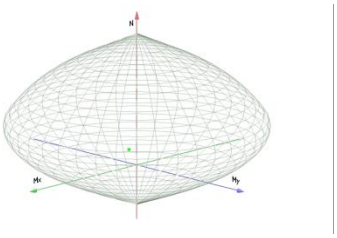
Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C28/35
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 28 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-7894,7	0,0	0,0	Completamente tesa
26427,3	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	3327,9	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-3327,9	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	3323,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-3323,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	2589,4	-246,3	-868,4	P	11839,2	-1126,1	-3970,3	0,220	OK
				M	24050,4	-246,1	-867,6	0,110	
				N	2589,4	-1082,0	-3814,9	0,230	
2	3250,9	-266,4	-850,3	P	13878,9	-1137,5	-3630,2	0,230	OK
				M	24081,3	-266,2	-849,4	0,130	
				N	3250,9	-1222,7	-3901,9	0,220	
3	3565,6	-274,8	-877,7	P	14395,4	-1109,3	-3543,5	0,250	OK
				M	24005,2	-274,5	-876,9	0,150	
				N	3565,6	-1237,4	-3952,7	0,220	
4	3496,2	-283,0	-870,4	P	14270,2	-1155,2	-3552,6	0,240	OK
				M	24016,9	-282,7	-869,5	0,150	
				N	3496,2	-1277,7	-3929,5	0,220	
5	3938,6	-260,7	-886,7	P	15184,3	-1005,1	-3418,5	0,260	OK
				M	23993,9	-260,4	-885,8	0,160	
				N	3938,6	-1184,4	-4028,5	0,220	
6	3843,4	-273,4	-875,4	P	15048,3	-1070,4	-3427,6	0,250	OK
				M	24012,1	-273,1	-874,6	0,160	
				N	3843,4	-1247,6	-3994,9	0,220	
7	3223,6	-279,7	-939,3	P	12995,9	-1127,4	-3786,9	0,250	OK
				M	23845,8	-279,4	-938,6	0,130	
				N	3223,6	-1165,1	-3913,4	0,240	
8	3202,8	-282,6	-936,7	P	12955,3	-1143,2	-3788,9	0,250	OK
				M	23850,2	-282,4	-935,8	0,130	
				N	3202,8	-1178,5	-3906,1	0,240	
9	3502,7	-269,1	-946,1	P	13673,2	-1050,6	-3693,3	0,260	OK
				M	23835,6	-269,0	-945,5	0,150	
				N	3502,7	-1129,7	-3971,3	0,240	
10	3462,5	-275,4	-940,4	P	13606,4	-1082,3	-3695,6	0,250	OK
				M	23846,5	-275,1	-939,5	0,140	
				N	3462,5	-1158,7	-3956,6	0,240	
11	3551,5	-268,2	-828,8	P	14820,2	-1119,3	-3458,4	0,240	OK
				M	24134,3	-267,9	-827,8	0,150	
				N	3551,5	-1275,1	-3939,7	0,210	
12	3530,6	-271,2	-826,1	P	14786,4	-1135,8	-3459,8	0,240	OK
				M	24138,5	-270,9	-825,2	0,150	
				N	3530,6	-1290,7	-3931,8	0,210	
13	3830,6	-257,7	-835,6	P	15413,8	-1037,0	-3362,2	0,250	OK
				M	24125,7	-257,4	-834,7	0,160	
				N	3830,6	-1233,0	-3997,4	0,210	

14	3790,3	-264,0	-829,9	P	15362,0	-1069,9	-3363,4	0,250	OK
				M	24135,0	-263,7	-828,9	0,160	
				N	3790,3	-1266,4	-3981,0	0,210	
15	5392,8	1049,9	1732,2	P	11220,2	2184,5	3604,0	0,480	OK
				M	21044,3	1050,3	1732,8	0,260	
				N	5392,8	2268,2	3742,1	0,460	
16	2792,5	1033,3	1545,9	P	6709,9	2482,9	3714,6	0,420	OK
				M	21520,7	1032,9	1545,2	0,130	
				N	2792,5	2226,5	3331,0	0,460	
17	3769,2	489,2	1090,8	P	12637,8	1640,1	3657,4	0,300	OK
				M	23275,4	488,8	1089,9	0,160	
				N	3769,2	1707,0	3806,5	0,290	
18	-1701,0	-834,7	-2286,3	P	-1876,2	-920,8	-2522,0	0,910	OK
				M	-2508,3	-834,5	-2285,7	0,680	
				N	-1701,0	-944,3	-2586,4	0,880	
19	6188,0	-481,7	371,3	P	20950,1	-1630,9	1257,0	0,290	OK
				M	24829,8	-481,1	370,8	0,250	
				N	6188,0	-3514,3	2708,7	0,140	
20	4378,7	526,9	1052,9	P	14044,0	1689,9	3377,1	0,310	OK
				M	23322,9	526,5	1052,2	0,190	
				N	4378,7	1906,9	3810,9	0,280	
21	6591,1	608,1	1321,2	P	15688,1	1447,4	3144,6	0,420	OK
				M	22587,9	608,2	1321,4	0,290	
				N	6591,1	1865,6	4053,0	0,330	
22	-1297,9	255,1	-1174,7	P	-2589,9	509,0	-2344,0	0,500	OK
				M	-5341,6	255,3	-1175,5	0,240	
				N	-1297,9	617,0	-2841,0	0,410	
23	511,5	-753,5	-2018,1	P	845,8	-1246,0	-3337,3	0,600	OK
				M	20658,8	-753,2	-2017,3	0,020	
				N	511,5	-1214,5	-3252,8	0,620	
24	-502,6	-1276,5	-2697,4	P	-532,8	-1353,2	-2859,5	0,940	OK
				M	-1085,5	-1276,9	-2698,2	0,460	
				N	-502,6	-1357,3	-2868,1	0,940	
25	2097,6	-1260,0	-2511,1	P	3021,7	-1815,0	-3617,4	0,690	OK
				M	18455,5	-1260,2	-2511,6	0,110	
				N	2097,6	-1732,2	-3452,3	0,730	
26	1120,9	-715,8	-2056,0	P	1975,0	-1261,2	-3622,6	0,570	OK
				M	20584,2	-716,0	-2056,7	0,050	
				N	1120,9	-1194,6	-3431,4	0,600	
48	2445,1	-146,7	-482,6	P	16230,5	-973,8	-3203,5	0,150	OK
				M	25103,7	-146,7	-482,7	0,100	
				N	2445,1	-1144,7	-3765,6	0,130	
49	2445,1	-146,7	-482,6	P	16230,5	-973,8	-3203,5	0,150	OK
				M	25103,7	-146,7	-482,7	0,100	
				N	2445,1	-1144,7	-3765,6	0,130	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	**N**	**Mx**	**My**	**Tipo**	**Nu**	**Mxu**	**Myu**	**Sd/Su**	**Verif.**
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
24	-502,6	-1276,5	-2697,4	P	-532,8	-1353,2	-2859,5	0,940	OK
18	-1701,0	-834,7	-2286,3	M	-2508,3	-834,5	-2285,7	0,680	OK
24	-502,6	-1276,5	-2697,4	N	-502,6	-1357,3	-2868,1	0,940	OK

<u>Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:</u>

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 17400,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		**Mx**	**My**	**N**	**σc**	**$\sigma c/\sigma cL$**	**σa**	**$\sigma a/\sigma aL$**
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
27	OK	-201,6	-648,4	2634,6	-4913,0	0,28	-65853,9	0,18
28	OK	-207,7	-643,0	2583,2	-4870,7	0,28	-65251,4	0,18
29	OK	-191,2	-655,1	2910,9	-5066,3	0,29	-68282,8	0,19
30	OK	-200,6	-646,7	2840,4	-5000,7	0,29	-67373,4	0,19
31	OK	-203,4	-685,9	2399,6	-5032,3	0,29	-66705,8	0,19

32	OK	-205,6	-683,9	2384,1	-5019,5	0,29	-66522,8	0,18
33	OK	-195,6	-690,9	2606,8	-5122,8	0,29	-68269,6	0,19
34	OK	-200,3	-686,7	2576,9	-5094,9	0,29	-67883,2	0,19
35	OK	-193,7	-613,7	2657,4	-4731,1	0,27	-63689,5	0,18
36	OK	-198,3	-609,7	2618,9	-4698,0	0,27	-63222,5	0,18
37	OK	-185,9	-618,7	2864,7	-4853,5	0,28	-65592,2	0,18
38	OK	-193,0	-612,4	2811,7	-4803,3	0,28	-64898,3	0,18

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:
Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

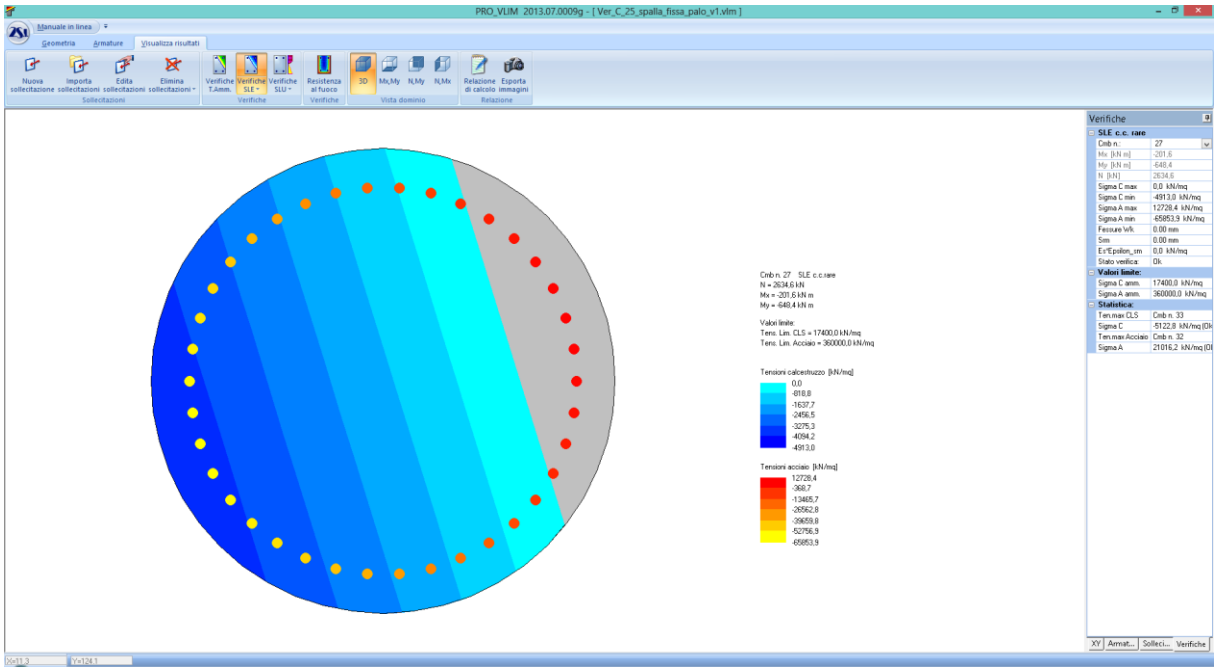
Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
39	OK	-166,5	-595,3	2542,8	0.00	0,00
40	OK	-171,1	-591,3	2504,3	0.00	0,00
41	OK	-158,7	-600,4	2750,1	0.00	0,00
42	OK	-165,8	-594,1	2697,1	0.00	0,00
43	OK	-116,8	-497,9	2412,4	0.00	0,00
44	OK	-116,8	-497,9	2412,4	0.00	0,00
45	OK	-116,8	-497,9	2412,4	0.00	0,00
46	OK	-116,8	-497,9	2412,4	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 13050,0 kN/mq (verifica Ok per σc/σcL < 1)
Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	σc/σcL	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
47	OK	-113,3	-482,6	2445,1	-3867,6	0,30	0.00	0,00



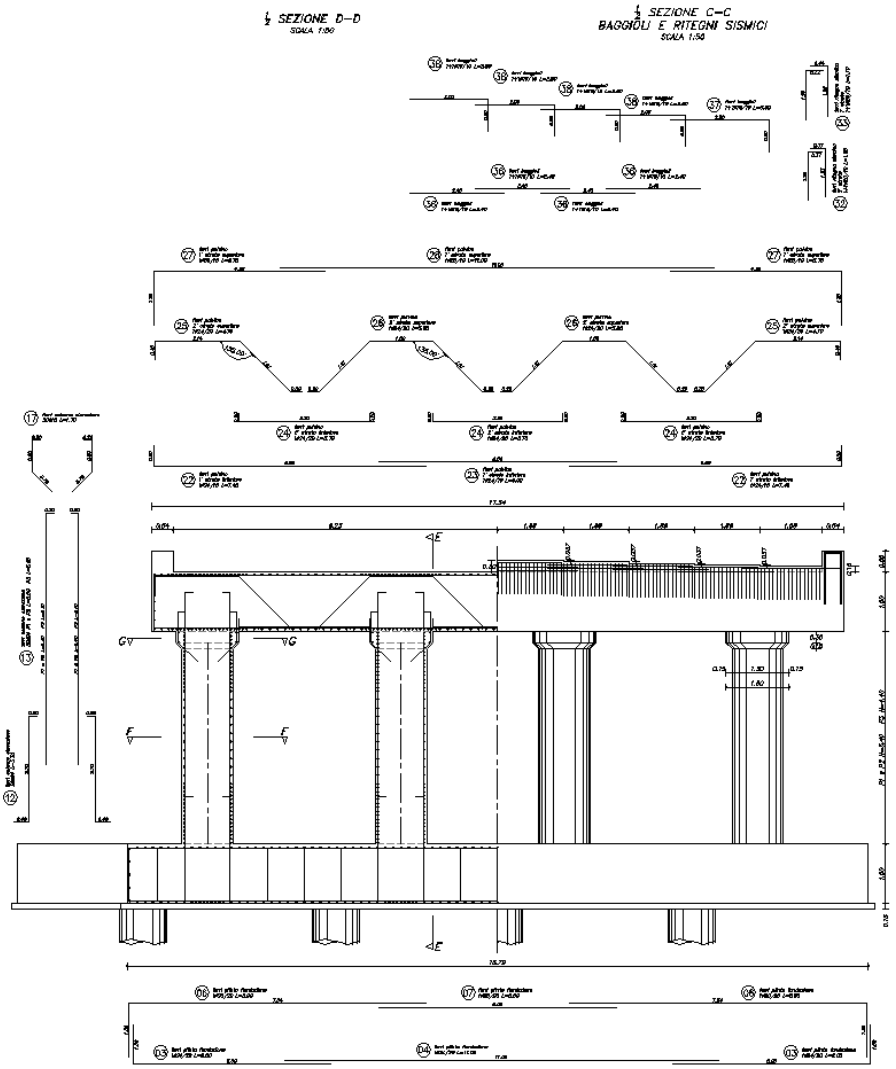
Tensioni – Comb. Rare

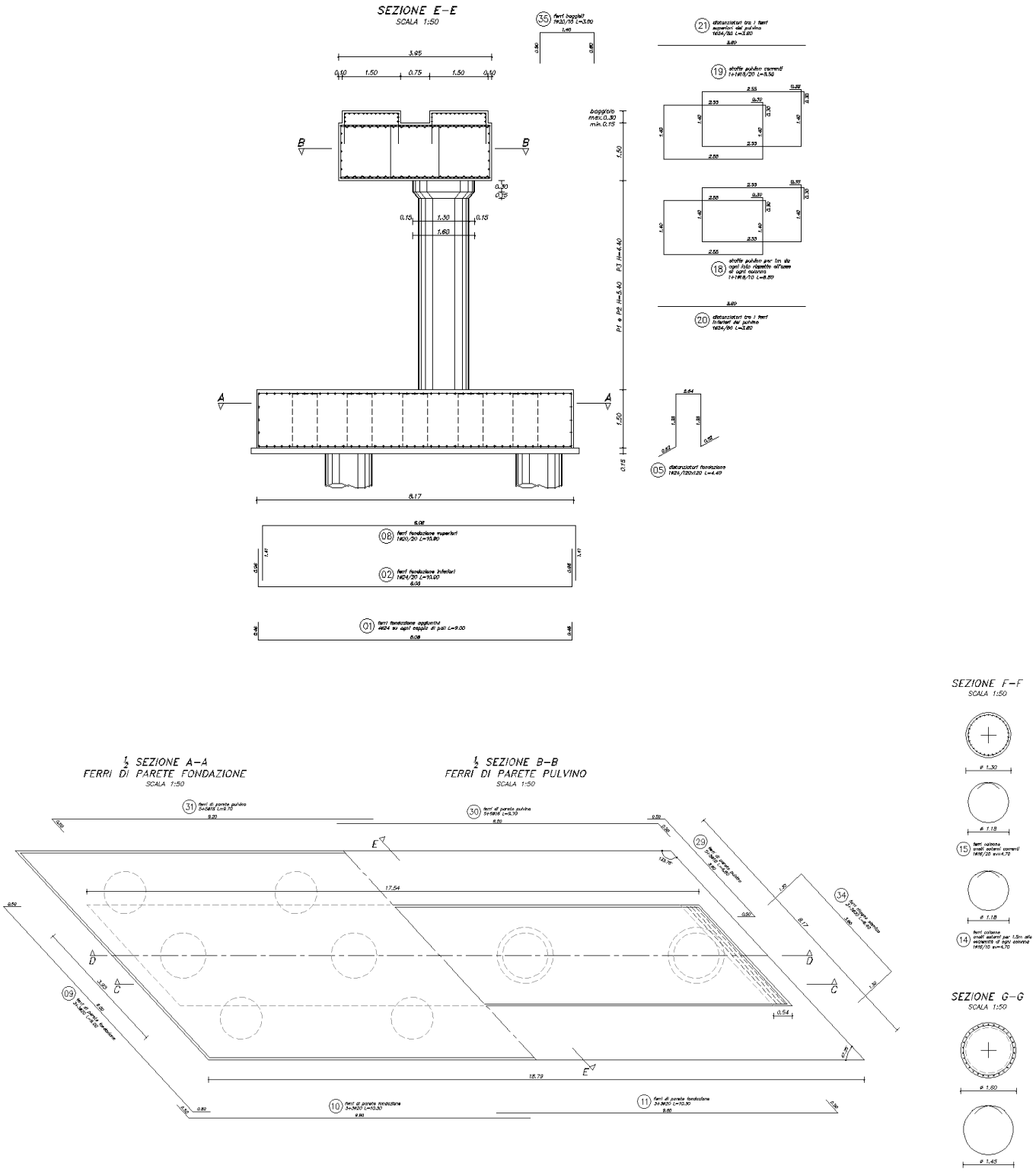
PILA

La struttura è armata con :

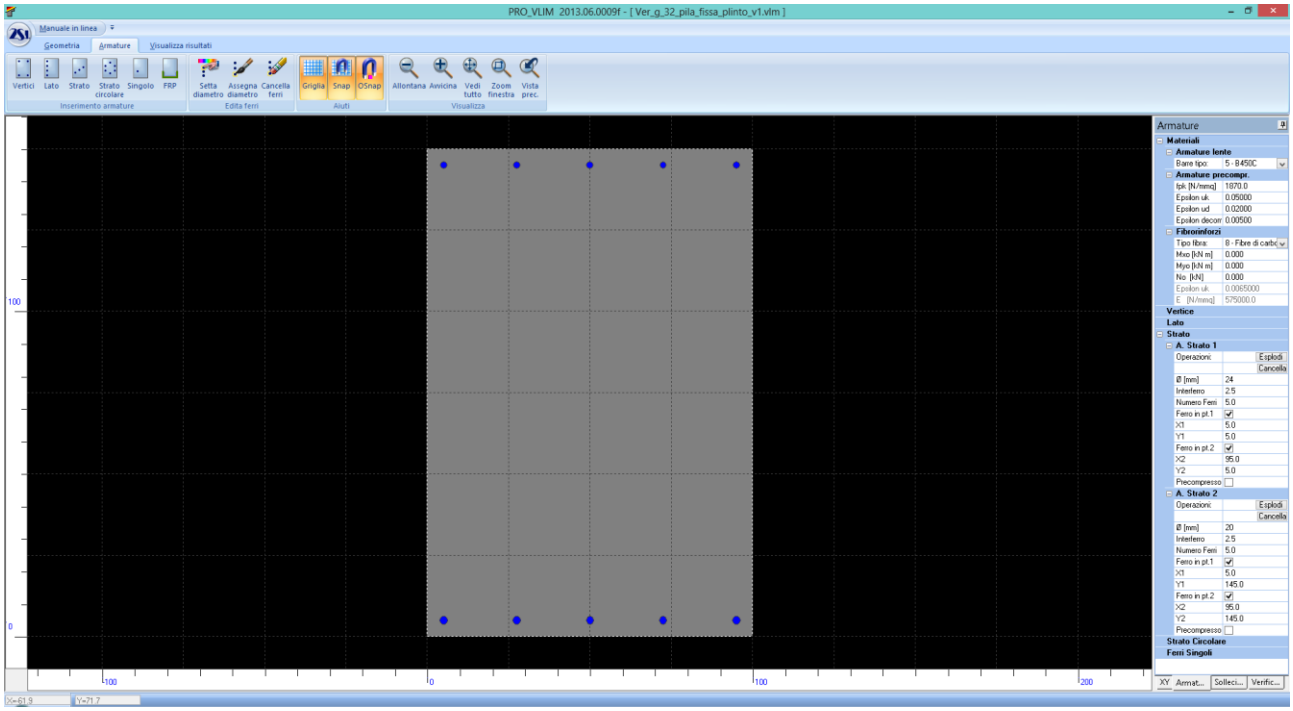
- Pali - ∅ 1200 l=29.00 m gabbia 1_ 24 ∅ 26, spirale ∅ 12/20 raffittita a ∅ 12/10 per 2.50 m dalla sommità, anello ∅ 24/200 - gabbia 2_ 24 ∅ 20, spirale ∅ 12/20, anello ∅ 24/200 - gabbia 3_ 24 ∅ 16, spirale ∅ 12/20, anello ∅ 24/200
- Plinto s=150 cm - as inf. long. e trasv. ∅ 24/20 - as sup. long. e trasv. ∅ 20/20 - as agg. inf. long. 4∅ 24/palo
- Elevazione colonne s=130 cm - as vert. n.30 ∅ 24 - as oriz. ∅ 16/20 raffittito per 1.50 m agli estremi a ∅ 16/10
- Pulvino colonne 290x150 - asinf ∅ 24/10+∅ 24/20 pieg e assup ∅ 20/10 +∅ 24/20 pieg, staffe ∅ 18/4 br/20 cm correnti e ∅ 18/4 br/10 cm per 1.00 m da ogni parte di asse pila
- Baggioli min 70x70 - as ∅ 20/20, staffe ∅ 16/10
- Ritegno sismico min. 40 cm - as ∅ 20/10 doppio strato

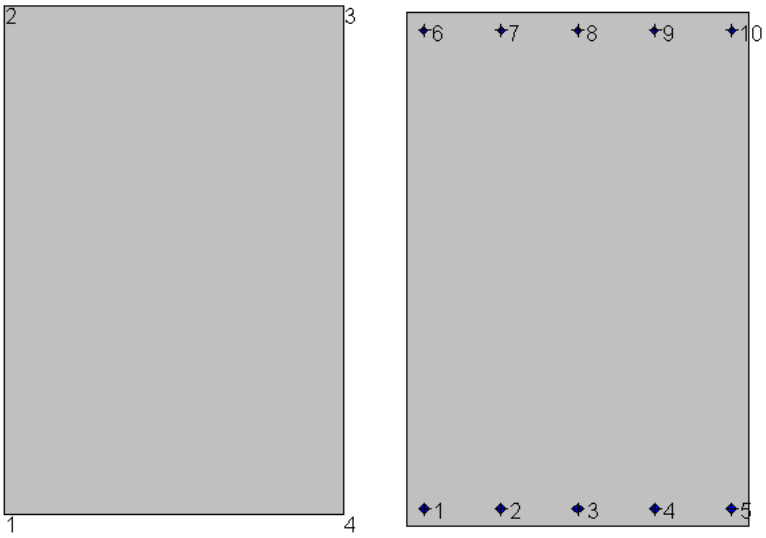
Seguono le verifiche per le sezioni più sollecitate.




SEZIONE E-E
SCALA 1:50
½ SEZIONE A-A
FERRI DI PARETE FONDAZIONE
SCALA 1:50
½ SEZIONE B-B
FERRI DI PARETE PULVINO
SCALA 1:50
SEZIONE F-F
SCALA 1:50
SEZIONE G-G
SCALA 1:50

Plinto





Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no

2	27,5	5,0	4,5	no
3	50,0	5,0	4,5	no
4	72,5	5,0	4,5	no
5	95,0	5,0	4,5	no
6	5,0	145,0	3,1	no
7	27,5	145,0	3,1	no
8	50,0	145,0	3,1	no
9	72,5	145,0	3,1	no
10	95,0	145,0	3,1	no

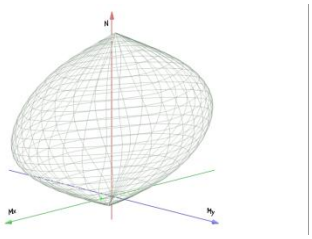
Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C32/40
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1499,8	189,3	0,0	Completamente tesa
27956,0	-189,3	0,0	Completamente compressa
0,0	1260,5	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-881,1	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	705,5	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-705,5	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	911,7	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,720	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1260,5	0,0	0,720	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	911,7	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,720	OK
1	0,0	911,7	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	911,7	0,0	N	0,0	1260,5	0,0	0,720	OK

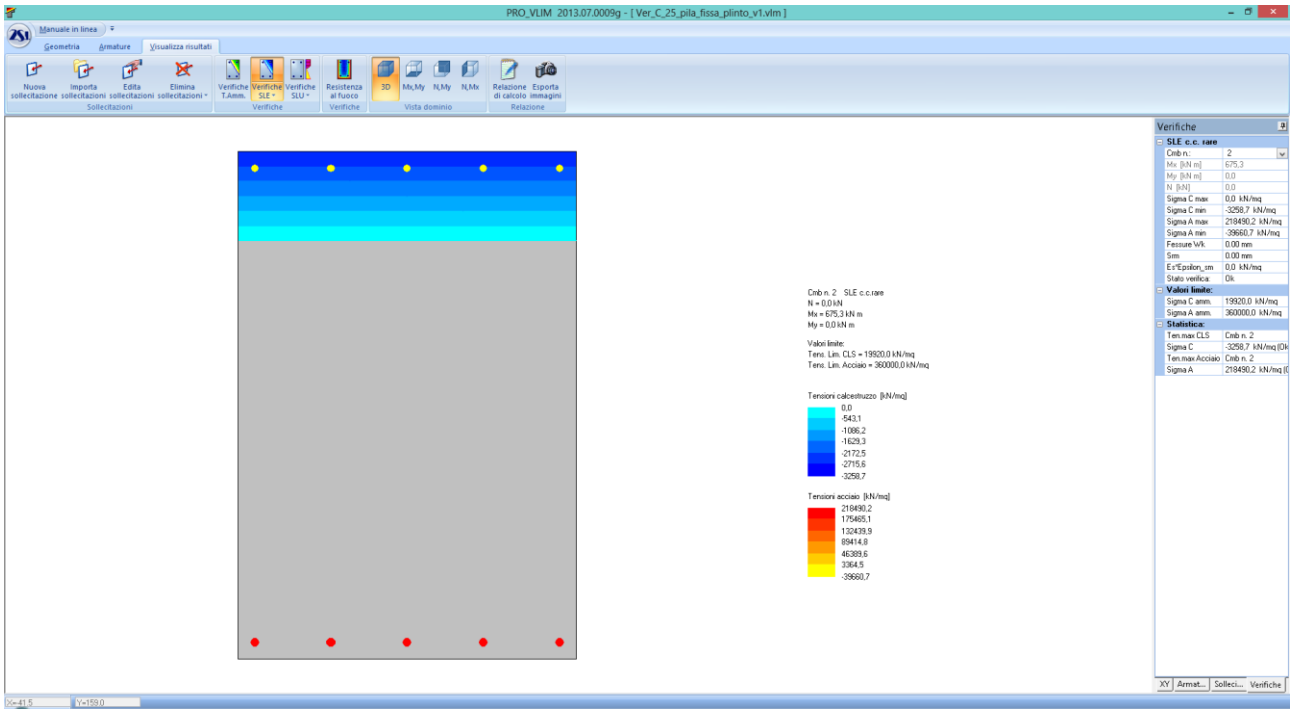
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 19920,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

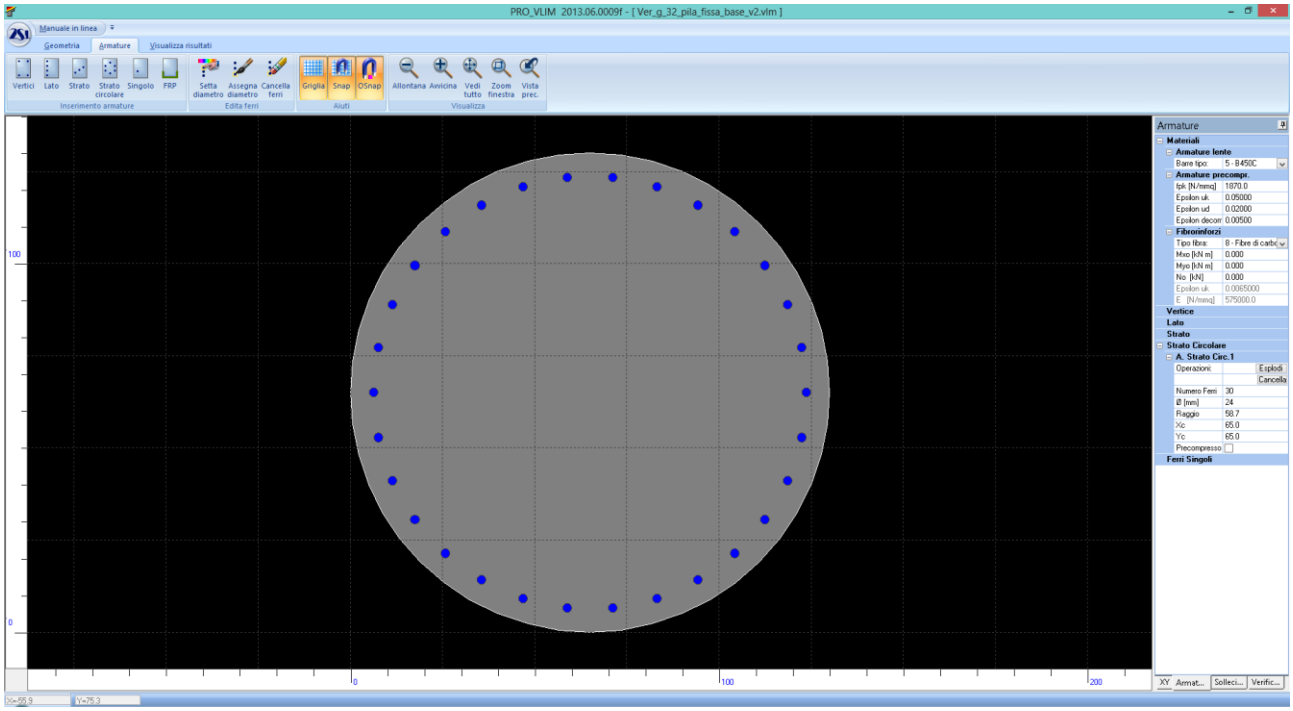
Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

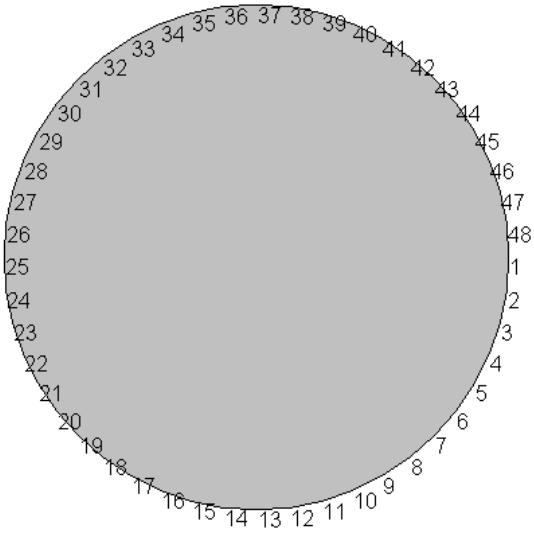
Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	675,3	0,0	0,0	-3258,7	0,16	218490,2	0,61

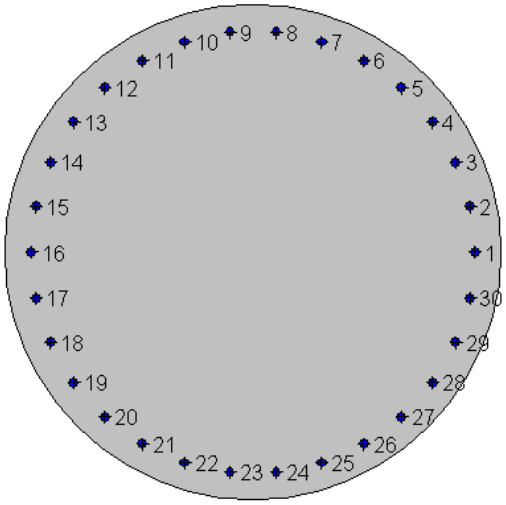


Tensioni – Comb. rare

Elevazione colonne







Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	130,0	65,0
2	129,4	56,5
3	127,8	48,2
4	125,1	40,1
5	121,3	32,5
6	116,6	25,4
7	111,0	19,0
8	104,6	13,4

9	97,5	8,7
10	89,9	4,9
11	81,8	2,2
12	73,5	0,6
13	65,0	0,0
14	56,5	0,6
15	48,2	2,2
16	40,1	4,9
17	32,5	8,7
18	25,4	13,4
19	19,0	19,0
20	13,4	25,4
21	8,7	32,5
22	4,9	40,1
23	2,2	48,2
24	0,6	56,5
25	0,0	65,0
26	0,6	73,5
27	2,2	81,8
28	4,9	89,9
29	8,7	97,5
30	13,4	104,6
31	19,0	111,0
32	25,4	116,6
33	32,5	121,3
34	40,1	125,1
35	48,2	127,8
36	56,5	129,4
37	65,0	130,0
38	73,5	129,4
39	81,8	127,8
40	89,9	125,1
41	97,5	121,3
42	104,6	116,6
43	111,0	111,0
44	116,6	104,6
45	121,3	97,5
46	125,1	89,9
47	127,8	81,8
48	129,4	73,5

Armature:

Pos.	**X**	**Y**	**Area**	**Pretens.**
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	123,1	65,0	4,5	no
2	121,8	77,1	4,5	no
3	118,1	88,6	4,5	no
4	112,0	99,2	4,5	no
5	103,9	108,2	4,5	no
6	94,1	115,3	4,5	no
7	83,0	120,3	4,5	no
8	71,1	122,8	4,5	no
9	58,9	122,8	4,5	no
10	47,0	120,3	4,5	no
11	36,0	115,3	4,5	no
12	26,1	108,2	4,5	no

13	18,0	99,2	4,5	no
14	11,9	88,6	4,5	no
15	8,2	77,1	4,5	no
16	6,9	65,0	4,5	no
17	8,2	52,9	4,5	no
18	11,9	41,4	4,5	no
19	18,0	30,8	4,5	no
20	26,1	21,8	4,5	no
21	36,0	14,7	4,5	no
22	47,0	9,7	4,5	no
23	58,9	7,2	4,5	no
24	71,1	7,2	4,5	no
25	83,0	9,7	4,5	no
26	94,0	14,7	4,5	no
27	103,9	21,8	4,5	no
28	112,0	30,8	4,5	no
29	118,1	41,4	4,5	no
30	121,8	52,9	4,5	no

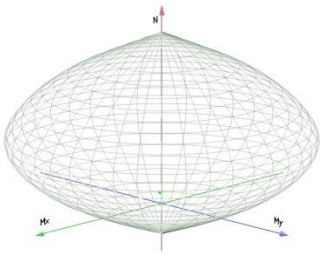
Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C32/40
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-5310,7	0,0	0,0	Completamente tesa
30210,1	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	2702,8	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-2702,8	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	2707,1	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-2707,1	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	3056,9	198,7	264,7	P	23933,1	1555,6	2072,0	0,130	OK
				M	29447,2	198,2	264,0	0,100	
				N	3056,9	2298,3	3061,2	0,090	
2	3593,5	1424,4	-491,2	P	11981,0	4749,2	-1637,7	0,300	OK
				M	26645,8	1423,5	-490,9	0,130	
				N	3593,5	3763,6	-1297,9	0,380	
3	3485,7	1458,7	-529,9	P	11314,9	4735,2	-1720,1	0,310	OK
				M	26536,1	1457,7	-529,5	0,130	
				N	3485,7	3713,2	-1348,8	0,390	
4	3221,6	1221,1	-334,1	P	12691,0	4810,2	-1316,1	0,250	OK
				M	27216,8	1221,2	-334,1	0,120	
				N	3221,6	3738,4	-1022,8	0,330	
5	3476,0	869,3	-225,9	P	17041,0	4261,8	-1107,7	0,200	OK
				M	28097,5	868,4	-225,7	0,120	
				N	3476,0	3821,3	-993,2	0,230	
6	3564,2	1547,7	-435,7	P	11167,1	4849,2	-1365,2	0,320	OK
				M	26401,7	1546,7	-435,4	0,130	
				N	3564,2	3823,5	-1076,5	0,400	
7	3432,1	1632,8	-519,6	P	10048,2	4780,4	-1521,3	0,340	OK
				M	26150,2	1631,7	-519,3	0,130	
				N	3432,1	3750,6	-1193,6	0,430	
8	3298,2	1332,4	-265,7	P	12178,4	4919,6	-981,0	0,270	OK
				M	26995,4	1331,7	-265,6	0,120	
				N	3298,2	3822,3	-762,2	0,350	
9	3395,2	1216,2	-220,7	P	13491,7	4832,7	-877,0	0,250	OK
				M	27290,2	1215,1	-220,5	0,120	
				N	3395,2	3863,4	-701,1	0,310	
10	3499,3	1027,0	-227,5	P	15485,0	4544,8	-1006,5	0,230	OK
				M	27729,6	1026,1	-227,2	0,130	
				N	3499,3	3862,8	-855,5	0,270	
11	3367,2	1112,2	-218,9	P	14304,9	4724,8	-929,8	0,230	OK
				M	27535,1	1111,1	-218,7	0,120	
				N	3367,2	3844,3	-756,5	0,290	
12	3233,4	811,7	210,2	P	17005,1	4269,0	1105,3	0,190	OK
				M	28240,2	810,7	209,9	0,110	
				N	3233,4	3755,1	972,3	0,220	
13	3330,3	695,5	235,6	P	18599,1	3884,1	1315,8	0,180	OK
				M	28491,2	694,5	235,3	0,120	
				N	3330,3	3700,8	1253,7	0,190	
14	1564,1	-1059,4	1172,8	P	4066,2	-2754,1	3049,0	0,380	OK
				M	26465,0	-1058,7	1172,0	0,060	
				N	1564,1	-2239,3	2479,1	0,470	
15	1545,3	1373,3	-947,7	P	3721,1	3306,9	-2282,2	0,410	OK
				M	26254,5	1372,3	-947,1	0,060	
				N	1545,3	2743,7	-1893,5	0,500	
16	1816,5	154,3	118,1	P	24002,1	2039,1	1560,1	0,080	OK
				M	29769,3	153,8	117,7	0,060	
				N	1816,5	2723,4	2083,7	0,060	

17	2938,2	1437,2	-946,9	P	8350,1	4084,3	-2691,0	0,350	OK
				M	26127,8	1436,9	-946,7	0,110	
				N	2938,2	3165,2	-2085,5	0,450	
18	2548,0	2454,4	-1861,7	P	3198,8	3081,3	-2337,3	0,800	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	2548,0	2922,3	-2216,7	0,840	
19	2583,0	-2063,5	2076,5	P	3485,9	-2784,9	2802,4	0,740	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	2583,0	-2594,3	2610,7	0,790	
20	2079,4	200,3	135,2	P	23530,6	2266,8	1529,5	0,090	OK
				M	29657,9	199,7	134,8	0,070	
				N	2079,4	2916,6	1967,9	0,070	
42	2251,1	188,9	146,3	P	24045,2	2017,5	1562,9	0,090	OK
				M	29664,3	188,3	145,9	0,080	
				N	2251,1	2825,7	2189,0	0,070	
43	2251,1	188,9	146,3	P	24045,2	2017,5	1562,9	0,090	OK
				M	29664,3	188,3	145,9	0,080	
				N	2251,1	2825,7	2189,0	0,070	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	**N**	**Mx**	**My**	**Tipo**	**Nu**	**Mxu**	**Myu**	**Sd/Su**	**Verif.**
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
18	2548,0	2454,4	-1861,7	P	3198,8	3081,3	-2337,3	0,800	OK
2	3593,5	1424,4	-491,2	M	26645,8	1423,5	-490,9	0,130	OK
18	2548,0	2454,4	-1861,7	N	2548,0	2922,3	-2216,7	0,840	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 19920,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		**Mx**	**My**	**N**	**σc**	**$\sigma c/\sigma cL$**	**σa**	**$\sigma a/\sigma aL$**
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21	OK	1147,6	-423,6	2675,5	-7522,7	0,38	-102267,7	0,28
22	OK	1173,0	-452,3	2595,7	-7761,0	0,39	-105020,1	0,29
23	OK	997,0	-307,2	2400,0	-6400,1	0,32	-87316,3	0,24
24	OK	736,4	-65,0	2588,5	-4637,0	0,23	-64759,6	0,18
25	OK	1240,0	-383,4	2654,5	-8015,5	0,40	-108561,8	0,30
26	OK	1303,2	-445,7	2556,4	-8551,3	0,43	-115277,0	0,32
27	OK	1080,1	-257,2	2457,0	-6826,6	0,34	-92635,3	0,26
28	OK	993,8	-175,6	2529,0	-6173,0	0,31	-84527,2	0,23
29	OK	927,1	-164,2	2602,8	-5761,8	0,29	-79360,5	0,22
30	OK	946,1	-185,7	2542,9	-5891,1	0,30	-80888,2	0,22
31	OK	814,1	-76,9	2396,2	-5018,8	0,25	-69459,5	0,19
32	OK	618,7	104,8	2537,5	-4075,7	0,20	-57200,9	0,16

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

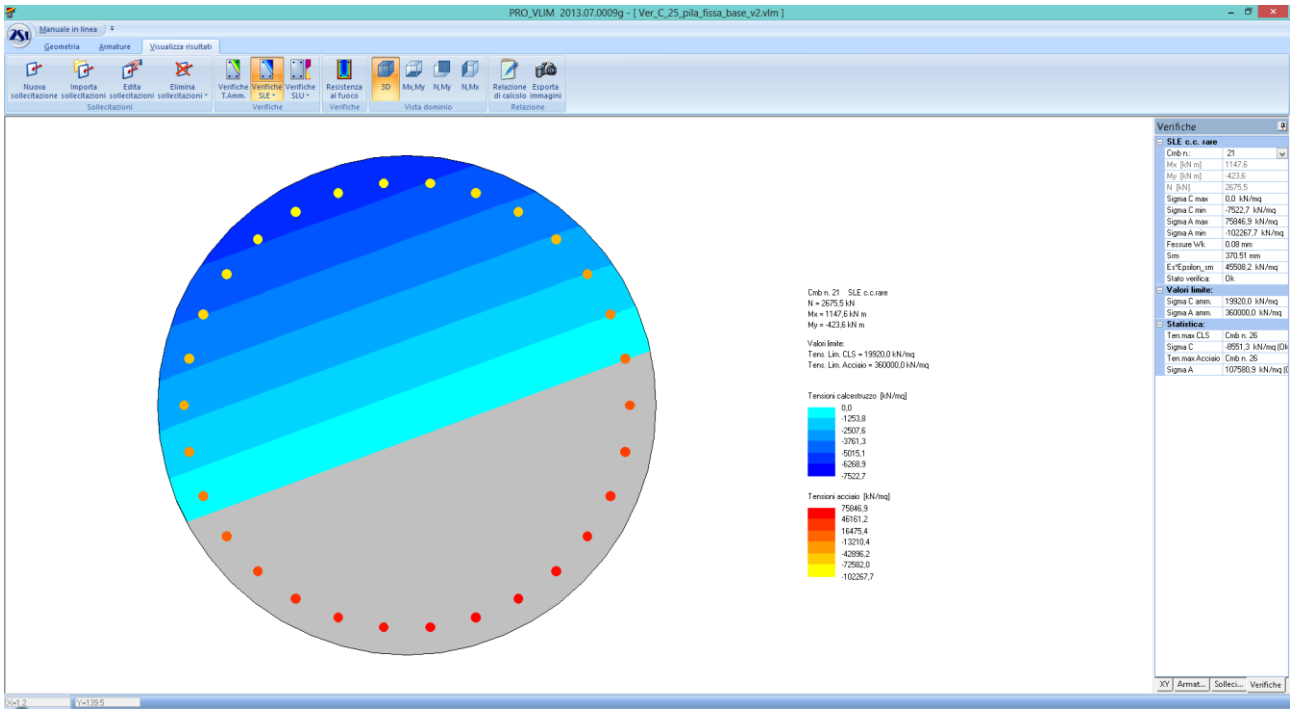
Cmb		**Mx**	**My**	**N**	**Wk**	**Wk/WkL**
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
33	OK	1041,0	-462,0	2569,9	0.07	0,25
34	OK	1060,1	-483,5	2510,0	0.08	0,28
35	OK	928,0	-374,7	2363,3	0.00	0,00
36	OK	732,6	-193,0	2504,7	0.00	0,00
37	OK	1108,8	-430,6	2553,3	0.09	0,29
38	OK	1156,0	-477,1	2480,0	0.11	0,35
39	OK	989,4	-336,4	2405,8	0.06	0,21
40	OK	925,0	-275,4	2459,6	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

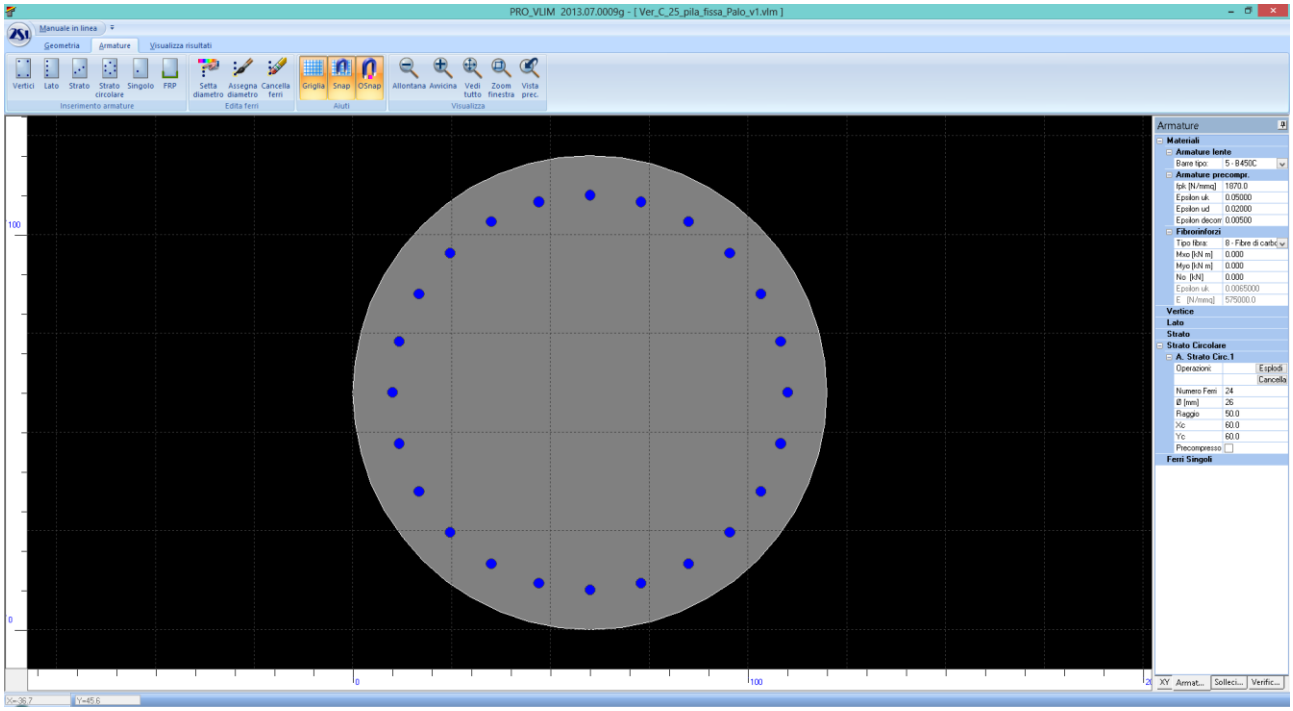
CLS: σcL = 14940,0 kN/mq (verifica Ok per σc/σcL < 1)
Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

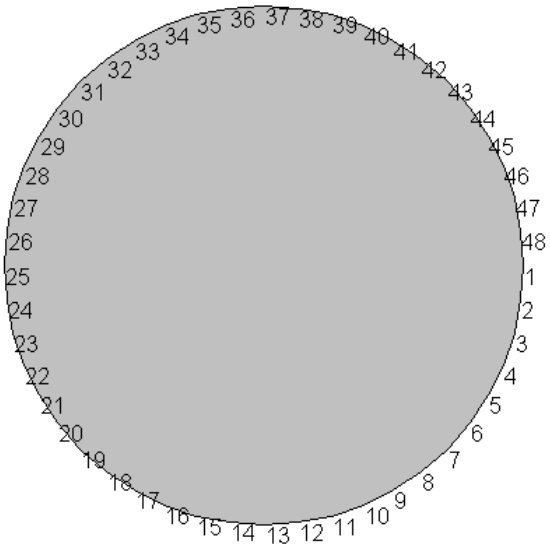
Cmb		Mx	My	N	σc	σc/σcL	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41	OK	188,9	113,0	2251,1	-2297,4	0,15	0.00	0,00

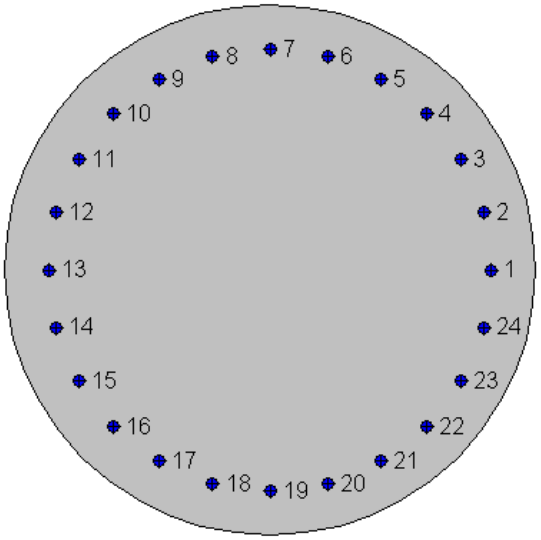


Tensioni – Comb. rare

Palo







Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	120,0	60,0
2	119,5	52,2
3	118,0	44,5
4	115,4	37,0
5	112,0	30,0
6	107,6	23,5
7	102,4	17,6

8	96,5	12,4
9	90,0	8,0
10	83,0	4,6
11	75,5	2,0
12	67,8	0,5
13	60,0	0,0
14	52,2	0,5
15	44,5	2,0
16	37,0	4,6
17	30,0	8,0
18	23,5	12,4
19	17,6	17,6
20	12,4	23,5
21	8,0	30,0
22	4,6	37,0
23	2,0	44,5
24	0,5	52,2
25	0,0	60,0
26	0,5	67,8
27	2,0	75,5
28	4,6	83,0
29	8,0	90,0
30	12,4	96,5
31	17,6	102,4
32	23,5	107,6
33	30,0	112,0
34	37,0	115,4
35	44,5	118,0
36	52,2	119,5
37	60,0	120,0
38	67,8	119,5
39	75,5	118,0
40	83,0	115,4
41	90,0	112,0
42	96,5	107,6
43	102,4	102,4
44	107,6	96,5
45	112,0	90,0
46	115,4	83,0
47	118,0	75,5
48	119,5	67,8

Armature:

Pos.	**X**	**Y**	**Area**	**Pretens.**
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	110,0	60,0	5,3	no
2	108,3	72,9	5,3	no
3	103,3	85,0	5,3	no
4	95,4	95,4	5,3	no
5	85,0	103,3	5,3	no
6	72,9	108,3	5,3	no
7	60,0	110,0	5,3	no
8	47,1	108,3	5,3	no
9	35,0	103,3	5,3	no
10	24,6	95,4	5,3	no
11	16,7	85,0	5,3	no

12	11,7	72,9	5,3	no
13	10,0	60,0	5,3	no
14	11,7	47,1	5,3	no
15	16,7	35,0	5,3	no
16	24,6	24,6	5,3	no
17	35,0	16,7	5,3	no
18	47,1	11,7	5,3	no
19	60,0	10,0	5,3	no
20	72,9	11,7	5,3	no
21	85,0	16,7	5,3	no
22	95,4	24,6	5,3	no
23	103,3	35,0	5,3	no
24	108,3	47,1	5,3	no

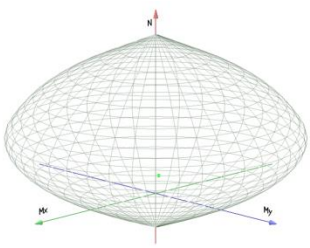
Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C28/35
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 28 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-4986,1	0,0	0,0	Completamente tesa

23518,7	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	2220,0	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-2220,0	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	2220,0	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-2220,0	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	3457,2	-207,4	207,4	P	19209,6	-1152,6	1152,6	0,180	OK
				M	22752,0	-206,9	206,9	0,150	
				N	3457,1	-2245,4	2245,4	0,090	
2	4253,0	-255,2	-255,2	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
				M	22572,7	-254,7	-254,7	0,190	
				N	4253,0	-2352,6	-2352,6	0,110	
3	4225,1	-253,5	-253,5	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
				M	22578,9	-253,1	-253,1	0,190	
				N	4225,1	-2349,6	-2349,6	0,110	
4	4066,3	-244,0	-244,0	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,210	OK
				M	22614,7	-243,5	-243,5	0,180	
				N	4066,3	-2330,9	-2330,9	0,100	
5	4009,7	-240,6	-240,6	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,210	OK
				M	22627,5	-240,1	-240,1	0,180	
				N	4009,7	-2323,3	-2323,3	0,100	
6	4192,5	-251,6	-251,6	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
				M	22586,3	-251,1	-251,1	0,190	
				N	4192,5	-2346,0	-2346,0	0,110	
7	4183,2	-251,0	-251,0	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
				M	22588,4	-250,5	-250,5	0,180	
				N	4183,2	-2345,0	-2345,0	0,110	
8	4011,1	-240,7	-240,7	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,210	OK
				M	22627,2	-240,2	-240,2	0,180	
				N	4011,1	-2323,5	-2323,5	0,100	
9	4001,5	-240,1	-240,1	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,210	OK
				M	22629,3	-239,6	-239,6	0,180	
				N	4001,5	-2322,2	-2322,2	0,100	
10	3917,5	-235,1	-235,1	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,200	OK
				M	22648,3	-234,6	-234,6	0,170	
				N	3917,5	-2310,7	-2310,7	0,100	
11	3908,2	-234,5	-234,5	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,200	OK
				M	22650,4	-234,0	-234,0	0,170	
				N	3908,2	-2309,4	-2309,4	0,100	
12	3736,1	-224,2	-224,2	P	19209,5	-1152,6	-1152,6	0,190	OK
				M	22689,1	-223,7	-223,7	0,160	
				N	3736,1	-2285,4	-2285,4	0,100	
13	3726,5	-223,6	-223,6	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,190	OK
				M	22691,3	-223,1	-223,1	0,160	
				N	3726,5	-2284,0	-2284,0	0,100	
14	1907,3	360,0	478,8	P	10963,7	2069,6	2752,1	0,170	OK
				M	21947,0	359,6	478,2	0,090	
				N	1907,3	1690,5	2248,0	0,210	
15	3184,5	357,7	493,0	P	14819,7	1664,5	2294,2	0,210	OK
				M	21919,6	357,2	492,4	0,140	
				N	3184,5	1834,8	2528,9	0,190	
16	2445,3	146,7	240,3	P	17886,6	1073,2	1757,4	0,140	OK
				M	22783,4	146,4	239,7	0,110	
				N	2445,3	1540,7	2522,9	0,090	
17	3301,4	-493,3	-410,1	P	14705,0	-2197,2	-1826,7	0,220	OK
				M	21832,9	-492,7	-409,7	0,150	
				N	3301,4	-2421,0	-2012,8	0,200	
18	3751,1	-296,3	-225,1	P	18574,7	-1467,3	-1114,5	0,200	OK
				M	22545,4	-295,8	-224,7	0,170	
				N	3751,1	-2576,8	-1957,2	0,110	

19	1379,2	-291,9	-223,3	P	12278,2	-2598,7	-1988,3	0,110	OK
				M	22557,4	-291,4	-222,9	0,060	
				N	1379,2	-2121,6	-1623,3	0,140	
20	2751,9	165,1	246,0	P	18208,0	1092,5	1627,7	0,150	OK
				M	22745,2	164,7	245,5	0,120	
				N	2751,9	1686,9	2513,4	0,100	
42	2604,4	-156,3	156,3	P	19209,7	-1152,6	1152,6	0,140	OK
				M	22943,7	-155,9	155,9	0,110	
				N	2604,4	-2116,1	2116,1	0,070	
43	2604,4	-156,3	156,3	P	19209,7	-1152,6	1152,6	0,140	OK
				M	22943,7	-155,9	155,9	0,110	
				N	2604,4	-2116,1	2116,1	0,070	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
2	4253,0	-255,2	-255,2	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
2	4253,0	-255,2	-255,2	M	22572,7	-254,7	-254,7	0,190	OK
14	1907,3	360,0	478,8	N	1907,3	1690,5	2248,0	0,210	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 17400,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n.	stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21	OK	-104,6	-31,1	3194,7	-2945,7	0,17	-42876,6	0,12
22	OK	-102,6	-32,9	3174,0	-2922,8	0,17	-42552,0	0,12
23	OK	-107,3	-30,5	3056,4	-2852,4	0,16	-41448,8	0,12
24	OK	-118,5	-21,0	3014,5	-2862,3	0,16	-41472,4	0,12
25	OK	-151,8	-36,9	3150,8	-3138,1	0,18	-45199,2	0,13
26	OK	-148,5	-39,9	3143,9	-3121,3	0,18	-44975,5	0,12
27	OK	-154,8	-35,2	3016,1	-3047,7	0,18	-43812,8	0,12
28	OK	-158,8	-31,9	3009,0	-3056,6	0,18	-43911,6	0,12
29	OK	-113,5	-55,9	2992,3	-2874,2	0,17	-41599,7	0,12
30	OK	-112,0	-57,2	2976,8	-2859,3	0,16	-41384,3	0,11
31	OK	-115,5	-55,5	2888,5	-2803,6	0,16	-40510,4	0,11
32	OK	-123,9	-48,3	2857,1	-2803,9	0,16	-40417,5	0,11

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:
Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	stato	kN m	kN m	kN	mm	
33	OK	-99,0	14,1	3151,1	0.00	0,00
34	OK	-97,4	12,8	3135,6	0.00	0,00
35	OK	-101,0	14,6	3047,3	0.00	0,00
36	OK	-109,3	21,7	3015,9	0.00	0,00
37	OK	-134,4	9,8	3116,9	0.00	0,00
38	OK	-131,9	7,6	3111,7	0.00	0,00
39	OK	-136,6	11,1	3016,3	0.00	0,00
40	OK	-139,6	13,6	3011,0	0.00	0,00

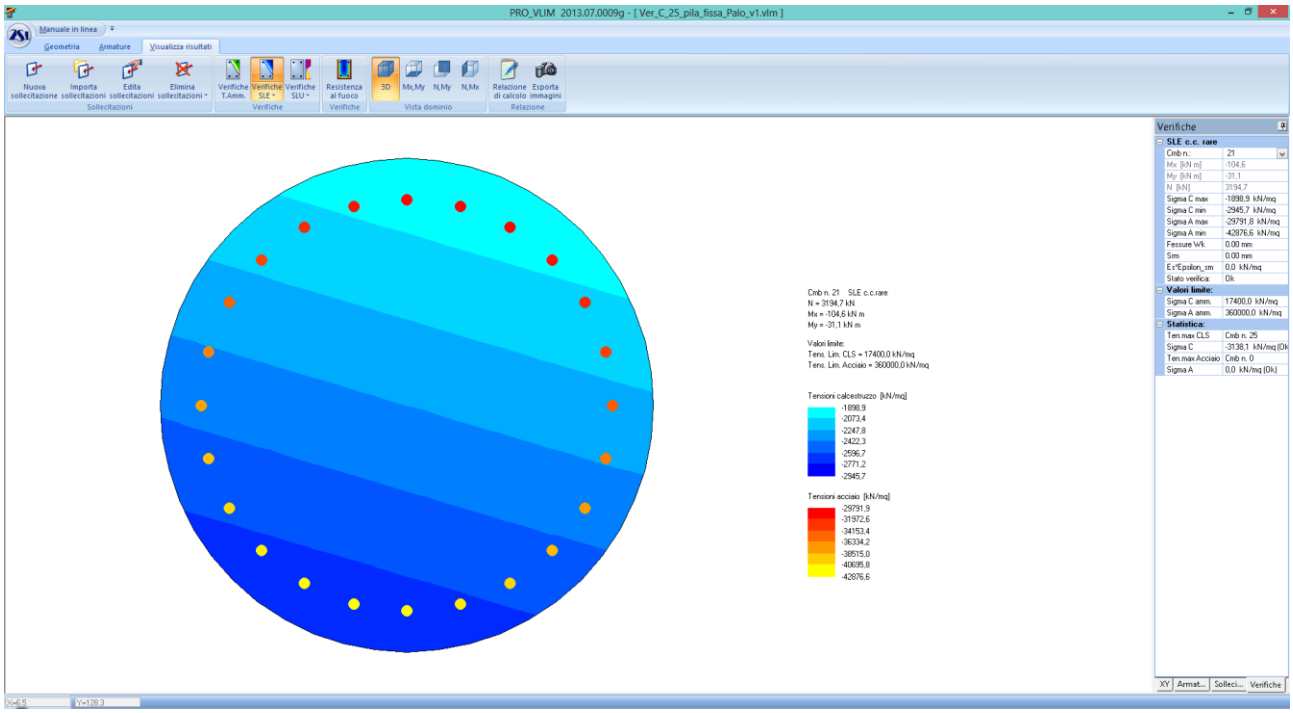
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 13050,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

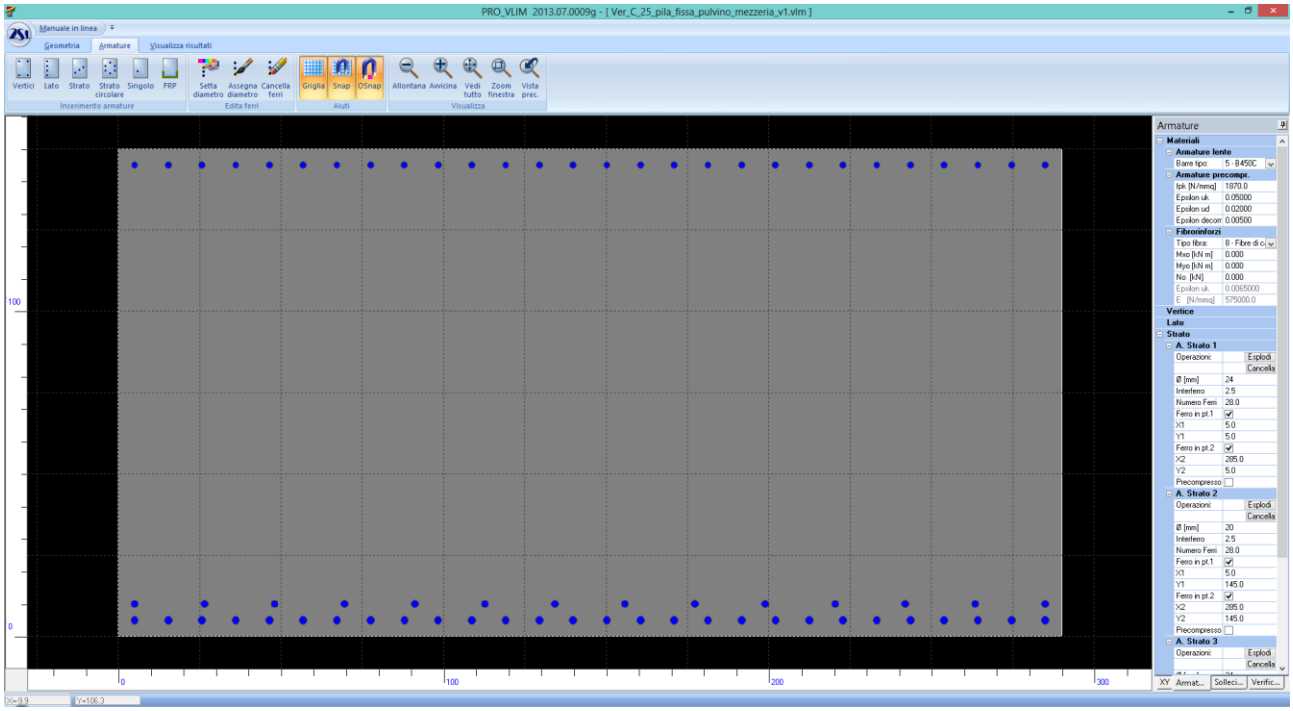
Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

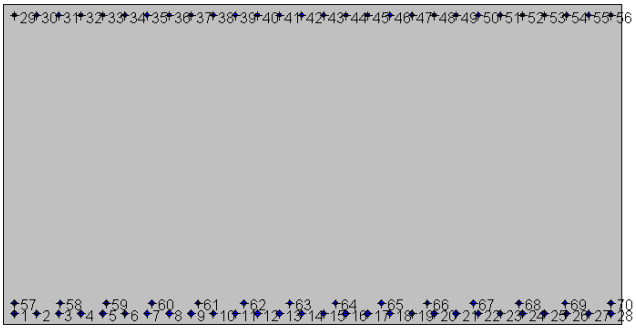
Cmb		Mx	My	N	σc	σc/σcL	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41	OK	-66,6	34,3	2604,4	-2333,7	0,18	0.00	0,00



Tensioni – Comb. rare

Pulvino mezzeria





Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	150,0
2	290,0	150,0
3	290,0	0,0
4	0,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no
2	15,4	5,0	4,5	no
3	25,7	5,0	4,5	no
4	36,1	5,0	4,5	no
5	46,5	5,0	4,5	no
6	56,9	5,0	4,5	no
7	67,2	5,0	4,5	no

8	77,6	5,0	4,5	no
9	88,0	5,0	4,5	no
10	98,3	5,0	4,5	no
11	108,7	5,0	4,5	no
12	119,1	5,0	4,5	no
13	129,4	5,0	4,5	no
14	139,8	5,0	4,5	no
15	150,2	5,0	4,5	no
16	160,6	5,0	4,5	no
17	170,9	5,0	4,5	no
18	181,3	5,0	4,5	no
19	191,7	5,0	4,5	no
20	202,0	5,0	4,5	no
21	212,4	5,0	4,5	no
22	222,8	5,0	4,5	no
23	233,1	5,0	4,5	no
24	243,5	5,0	4,5	no
25	253,9	5,0	4,5	no
26	264,3	5,0	4,5	no
27	274,6	5,0	4,5	no
28	285,0	5,0	4,5	no
29	5,0	145,0	3,1	no
30	15,4	145,0	3,1	no
31	25,7	145,0	3,1	no
32	36,1	145,0	3,1	no
33	46,5	145,0	3,1	no
34	56,9	145,0	3,1	no
35	67,2	145,0	3,1	no
36	77,6	145,0	3,1	no
37	88,0	145,0	3,1	no
38	98,3	145,0	3,1	no
39	108,7	145,0	3,1	no
40	119,1	145,0	3,1	no
41	129,4	145,0	3,1	no
42	139,8	145,0	3,1	no
43	150,2	145,0	3,1	no
44	160,6	145,0	3,1	no
45	170,9	145,0	3,1	no
46	181,3	145,0	3,1	no
47	191,7	145,0	3,1	no
48	202,0	145,0	3,1	no
49	212,4	145,0	3,1	no
50	222,8	145,0	3,1	no
51	233,1	145,0	3,1	no
52	243,5	145,0	3,1	no
53	253,9	145,0	3,1	no
54	264,3	145,0	3,1	no
55	274,6	145,0	3,1	no
56	285,0	145,0	3,1	no
57	5,0	10,0	4,5	no
58	26,5	10,0	4,5	no
59	48,1	10,0	4,5	no
60	69,6	10,0	4,5	no
61	91,2	10,0	4,5	no
62	112,7	10,0	4,5	no
63	134,2	10,0	4,5	no

64	155,8	10,0	4,5	no
65	177,3	10,0	4,5	no
66	198,8	10,0	4,5	no
67	220,4	10,0	4,5	no
68	241,9	10,0	4,5	no
69	263,5	10,0	4,5	no
70	285,0	10,0	4,5	no

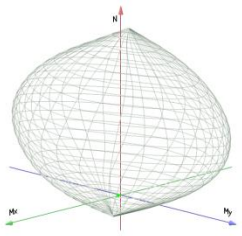
Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C32/40
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-10877,0	2671,1	0,0	Completamente tesa
92715,0	-2671,1	0,0	Completamente compressa
0,0	10193,2	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-4838,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	13331,5	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-13331,5	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	155,7	1208,5	-28,8	P	1433,1	11120,9	-264,8	0,110	OK
				M	86329,9	1204,2	-28,7	0,000	
				N	155,7	10293,7	-245,1	0,120	
2	206,2	1418,9	-11,2	P	1635,2	11251,8	-89,1	0,130	OK
				M	85971,8	1413,5	-11,2	0,000	
				N	206,2	10327,7	-81,7	0,140	
3	204,2	1445,9	-11,1	P	1584,8	11219,5	-86,2	0,130	OK
				M	85925,6	1440,5	-11,1	0,000	
				N	204,2	10326,4	-79,3	0,140	
4	199,7	1570,9	-14,4	P	1412,1	11108,6	-101,9	0,140	OK
				M	85710,9	1565,5	-14,4	0,000	
				N	199,7	10323,4	-94,7	0,150	
5	199,7	1462,0	-16,8	P	1527,4	11182,4	-128,5	0,130	OK
				M	85897,7	1456,6	-16,7	0,000	
				N	199,7	10323,2	-118,6	0,140	
6	202,3	1161,7	45,1	P	1998,9	11480,8	445,6	0,100	OK
				M	86408,5	1157,9	44,9	0,000	
				N	202,3	10322,8	400,7	0,110	
7	201,2	1213,0	45,5	P	1892,8	11413,4	427,7	0,110	OK
				M	86320,7	1209,2	45,3	0,000	
				N	201,2	10322,2	386,9	0,120	
8	194,7	1225,3	42,6	P	1804,7	11357,5	394,7	0,110	OK
				M	86299,8	1221,5	42,4	0,000	
				N	194,7	10318,2	358,6	0,120	
9	195,4	1194,8	41,7	P	1863,7	11395,1	398,0	0,100	OK
				M	86351,9	1191,0	41,6	0,000	
				N	195,4	10318,7	360,4	0,120	
10	194,9	1240,9	-43,9	P	1781,2	11342,4	-401,6	0,110	OK
				M	86272,8	1237,2	-43,8	0,000	
				N	194,9	10318,3	-365,4	0,120	
11	193,8	1292,2	-43,6	P	1692,3	11285,9	-380,5	0,110	OK
				M	86186,2	1287,8	-43,4	0,000	
				N	193,8	10317,7	-347,8	0,120	
12	187,3	1304,5	-46,4	P	1613,0	11234,9	-400,0	0,120	OK
				M	86163,9	1300,8	-46,3	0,000	
				N	187,3	10313,3	-367,2	0,130	
13	188,0	1274,0	-47,3	P	1662,6	11266,4	-418,2	0,110	OK
				M	86216,0	1270,3	-47,2	0,000	
				N	188,0	10313,7	-382,8	0,120	
14	86,8	1939,7	-177,6	P	469,2	10489,1	-960,4	0,180	OK
				M	85066,1	1936,9	-177,3	0,000	
				N	86,8	10240,3	-937,6	0,190	
15	129,7	1970,2	154,7	P	700,4	10641,2	835,5	0,180	OK
				M	85015,1	1967,0	154,4	0,000	
				N	129,7	10270,4	806,3	0,190	
16	92,1	1345,0	-4,9	P	730,8	10669,3	-38,8	0,130	OK
				M	86098,6	1339,7	-4,9	0,000	
				N	92,1	10253,4	-37,3	0,130	
17	143,2	-94,6	159,1	P	16219,8	-10715,0	18024,5	0,010	OK
				M	88531,1	-94,6	159,1	0,000	
				N	143,2	-4669,0	7854,0	0,020	
18	147,9	366,0	303,4	P	4846,9	11996,3	9943,2	0,030	OK
				M	87746,6	365,3	302,8	0,000	
				N	147,9	9642,5	7992,3	0,040	
19	68,2	309,4	-313,7	P	2272,2	10311,5	-10455,5	0,030	OK
				M	87840,7	309,3	-313,6	0,000	
				N	68,2	9236,3	-9365,3	0,030	
20	137,9	1470,5	-17,4	P	1018,1	10854,7	-128,2	0,130	OK
				M	85883,2	1465,1	-17,3	0,000	
				N	137,9	10282,9	-121,5	0,140	
42	115,0	922,6	-9,3	P	1381,8	11089,1	-111,2	0,080	OK

				M	86822,2	916,5	-9,2	0,000	
				N	115,0	10268,0	-103,0	0,090	
43	115,0	922,6	-9,3	P	1381,8	11089,1	-111,2	0,080	OK
				M	86822,2	916,5	-9,2	0,000	
				N	115,0	10268,0	-103,0	0,090	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
14	86,8	1939,7	-177,6	P	469,2	10489,1	-960,4	0,180	OK
1	155,7	1208,5	-28,8	M	86329,9	1204,2	-28,7	0,000	OK
14	86,8	1939,7	-177,6	N	86,8	10240,3	-937,6	0,190	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 19920,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21	OK	1032,2	6,0	154,3	-1151,6	0,06	38679,4	0,11
22	OK	1052,2	6,1	152,8	-1172,9	0,06	39528,6	0,11
23	OK	1144,8	3,7	149,5	-1268,8	0,06	43336,2	0,12
24	OK	1064,1	1,9	149,5	-1179,9	0,06	40017,1	0,11
25	OK	842,1	47,8	151,4	-995,5	0,05	31724,4	0,09
26	OK	880,2	48,0	150,6	-1036,8	0,05	33301,9	0,09
27	OK	889,3	45,9	145,8	-1043,3	0,05	33746,1	0,09
28	OK	866,7	45,3	146,3	-1018,2	0,05	32800,1	0,09
29	OK	933,5	-15,6	147,8	-1055,3	0,05	34969,2	0,10
30	OK	948,5	-15,5	146,7	-1071,1	0,05	35603,6	0,10
31	OK	1017,9	-17,3	144,2	-1147,6	0,06	38524,3	0,11
32	OK	957,4	-18,6	144,2	-1084,0	0,05	36081,1	0,10

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:
Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

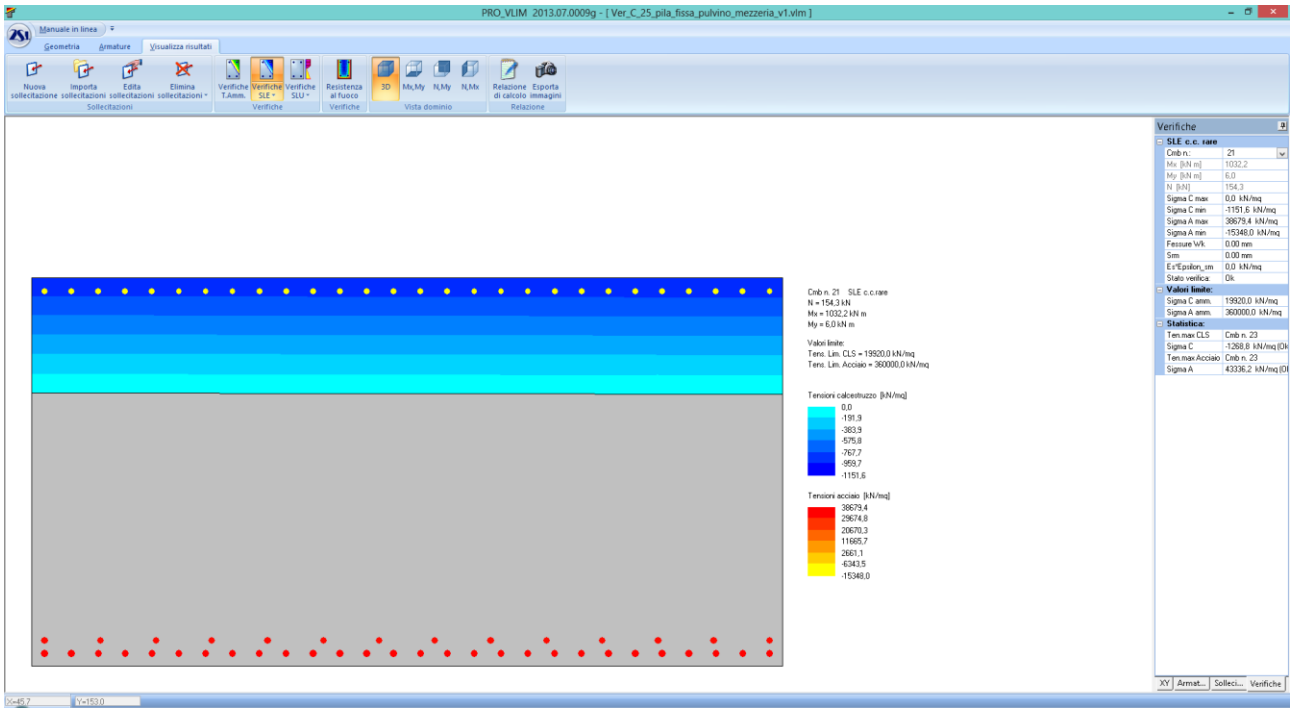
Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
33	OK	1020,0	35,9	144,8	0.00	0,00
34	OK	1035,0	35,9	143,7	0.00	0,00
35	OK	1104,5	34,1	141,1	0.00	0,00
36	OK	1044,0	32,8	141,1	0.00	0,00
37	OK	876,9	67,2	142,5	0.00	0,00
38	OK	905,3	67,4	141,9	0.00	0,00
39	OK	912,1	65,8	138,3	0.00	0,00
40	OK	895,2	65,3	138,7	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

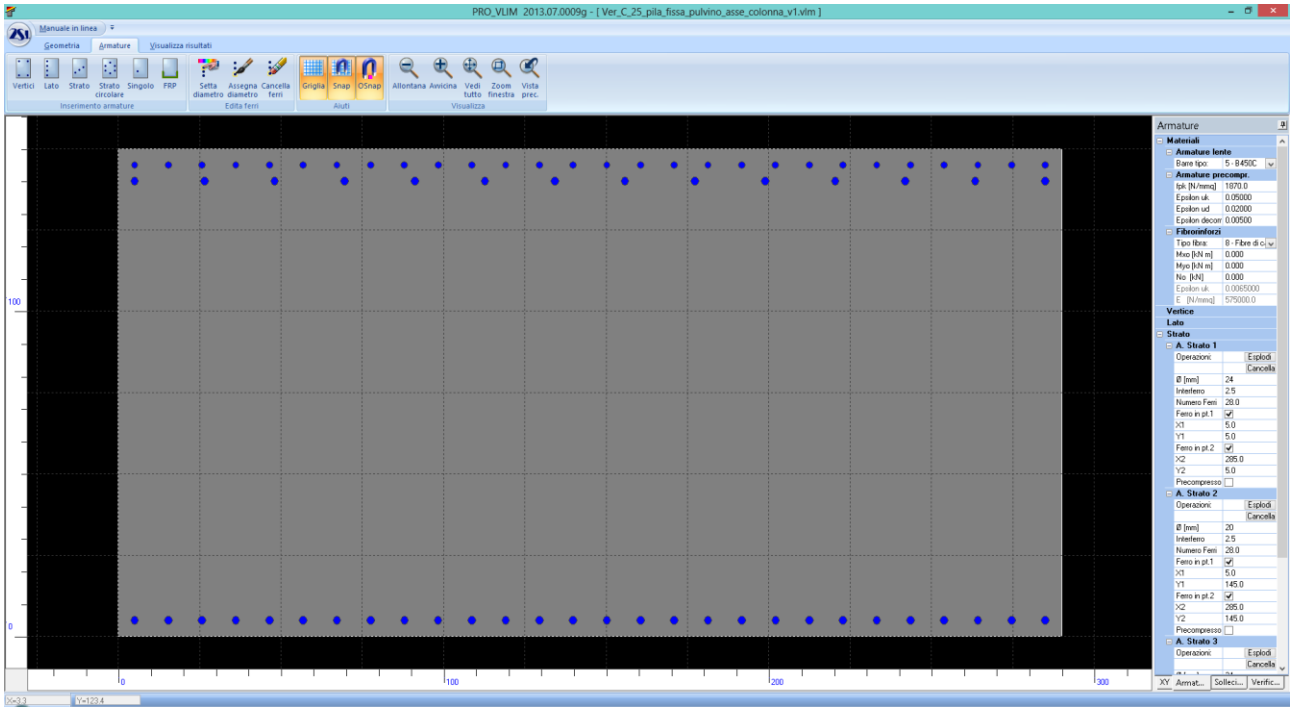
CLS: σcL = 14940,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)
Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

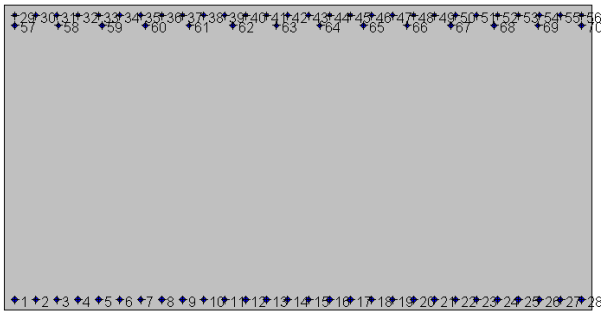
Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41	OK	922,6	-9,3	115,0	-1028,9	0,07	0.00	0,00



Tensioni – Comb. rare

Pulvino asse colonna





Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	150,0
2	290,0	150,0
3	290,0	0,0
4	0,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no
2	15,4	5,0	4,5	no
3	25,7	5,0	4,5	no
4	36,1	5,0	4,5	no
5	46,5	5,0	4,5	no
6	56,9	5,0	4,5	no
7	67,2	5,0	4,5	no

8	77,6	5,0	4,5	no
9	88,0	5,0	4,5	no
10	98,3	5,0	4,5	no
11	108,7	5,0	4,5	no
12	119,1	5,0	4,5	no
13	129,4	5,0	4,5	no
14	139,8	5,0	4,5	no
15	150,2	5,0	4,5	no
16	160,6	5,0	4,5	no
17	170,9	5,0	4,5	no
18	181,3	5,0	4,5	no
19	191,7	5,0	4,5	no
20	202,0	5,0	4,5	no
21	212,4	5,0	4,5	no
22	222,8	5,0	4,5	no
23	233,1	5,0	4,5	no
24	243,5	5,0	4,5	no
25	253,9	5,0	4,5	no
26	264,3	5,0	4,5	no
27	274,6	5,0	4,5	no
28	285,0	5,0	4,5	no
29	5,0	145,0	3,1	no
30	15,4	145,0	3,1	no
31	25,7	145,0	3,1	no
32	36,1	145,0	3,1	no
33	46,5	145,0	3,1	no
34	56,9	145,0	3,1	no
35	67,2	145,0	3,1	no
36	77,6	145,0	3,1	no
37	88,0	145,0	3,1	no
38	98,3	145,0	3,1	no
39	108,7	145,0	3,1	no
40	119,1	145,0	3,1	no
41	129,4	145,0	3,1	no
42	139,8	145,0	3,1	no
43	150,2	145,0	3,1	no
44	160,6	145,0	3,1	no
45	170,9	145,0	3,1	no
46	181,3	145,0	3,1	no
47	191,7	145,0	3,1	no
48	202,0	145,0	3,1	no
49	212,4	145,0	3,1	no
50	222,8	145,0	3,1	no
51	233,1	145,0	3,1	no
52	243,5	145,0	3,1	no
53	253,9	145,0	3,1	no
54	264,3	145,0	3,1	no
55	274,6	145,0	3,1	no
56	285,0	145,0	3,1	no
57	5,0	140,0	4,5	no
58	26,5	140,0	4,5	no
59	48,1	140,0	4,5	no
60	69,6	140,0	4,5	no
61	91,2	140,0	4,5	no
62	112,7	140,0	4,5	no
63	134,2	140,0	4,5	no

64	155,8	140,0	4,5	no
65	177,3	140,0	4,5	no
66	198,8	140,0	4,5	no
67	220,4	140,0	4,5	no
68	241,9	140,0	4,5	no
69	263,5	140,0	4,5	no
70	285,0	140,0	4,5	no

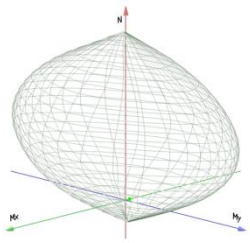
Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C28/35
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 28 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-10877,0	-550,7	0,0	Completamente tesa
82362,0	550,7	0,0	Completamente compressa
0,0	6911,0	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-8138,9	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	13439,6	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-13439,6	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	209,8	-1628,9	-19,8	P	1147,2	-8905,4	-108,1	0,180	OK
				M	78796,7	-1624,6	-19,7	0,000	
				N	209,8	-8279,6	-100,5	0,200	
2	283,4	-1979,1	20,3	P	1288,5	-8999,3	92,3	0,220	OK
				M	78200,5	-1974,3	20,2	0,000	
				N	283,4	-8329,0	85,4	0,240	
3	278,6	-1887,5	20,1	P	1332,6	-9028,5	96,0	0,210	OK
				M	78357,2	-1882,6	20,0	0,000	
				N	278,6	-8325,7	88,5	0,230	
4	269,8	-1675,2	8,6	P	1468,6	-9118,7	46,8	0,180	OK
				M	78718,3	-1670,9	8,6	0,000	
				N	269,8	-8320,0	42,7	0,200	
5	279,2	-1934,1	2,1	P	1300,5	-9007,5	10,0	0,210	OK
				M	78275,3	-1930,8	2,1	0,000	
				N	279,2	-8326,4	9,2	0,230	
6	295,8	-2130,6	64,3	P	1245,5	-8969,7	270,5	0,240	OK
				M	77939,4	-2125,9	64,1	0,000	
				N	295,8	-8336,5	251,4	0,260	
7	290,8	-2007,8	64,8	P	1304,7	-9008,8	290,9	0,220	OK
				M	78148,6	-2003,7	64,7	0,000	
				N	290,8	-8333,0	269,1	0,240	
8	284,2	-1935,8	54,9	P	1324,4	-9022,2	255,8	0,210	OK
				M	78271,7	-1931,9	54,8	0,000	
				N	284,2	-8328,8	236,1	0,230	
9	288,3	-2028,9	52,7	P	1277,4	-8991,2	233,5	0,230	OK
				M	78113,9	-2024,2	52,6	0,000	
				N	288,3	-8331,6	216,4	0,240	
10	288,1	-2097,3	-7,5	P	1230,9	-8961,3	-32,0	0,230	OK
				M	77998,9	-2092,3	-7,5	0,000	
				N	288,1	-8332,3	-29,8	0,250	
11	283,0	-1974,5	-6,9	P	1290,1	-9000,6	-31,5	0,220	OK
				M	78205,3	-1971,7	-6,9	0,000	
				N	283,0	-8328,9	-29,2	0,240	
12	276,4	-1902,5	-16,9	P	1309,5	-9013,2	-79,9	0,210	OK
				M	78330,5	-1898,2	-16,8	0,000	
				N	276,4	-8324,3	-73,8	0,230	
13	280,5	-1995,6	-19,1	P	1262,5	-8982,1	-85,8	0,220	OK
				M	78171,7	-1991,1	-19,0	0,000	
				N	280,5	-8327,1	-79,5	0,240	
14	-63,3	563,9	-138,2	P	-719,9	6410,8	-1571,0	0,090	OK
				M	-9253,5	563,1	-138,0	0,010	
				N	-63,3	6851,4	-1678,9	0,080	
15	-69,4	615,7	123,3	P	-722,5	6413,5	1284,7	0,100	OK
				M	-9174,4	616,9	123,6	0,010	
				N	-69,4	6852,6	1372,7	0,090	
16	20,5	-289,8	-0,2	P	602,9	-8543,2	-6,8	0,030	OK
				M	81035,8	-286,2	-0,2	0,000	
				N	20,5	-8152,6	-6,5	0,030	
17	361,5	-2863,6	125,2	P	1121,8	-8886,8	388,7	0,320	OK
				M	76674,8	-2859,2	125,0	0,000	
				N	361,5	-8379,8	366,5	0,340	
18	243,8	-2007,9	240,5	P	1074,3	-8847,1	1059,5	0,230	OK
				M	78140,3	-2003,7	240,0	0,000	
				N	243,8	-8294,1	993,3	0,240	
19	255,0	-2104,1	-245,2	P	1072,2	-8846,1	-1030,9	0,240	OK
				M	77975,3	-2100,0	-244,7	0,000	
				N	255,0	-8302,0	-967,5	0,250	
20	88,3	-422,5	-15,7	P	1974,2	-9450,5	-352,1	0,040	OK
				M	80815,1	-420,6	-15,7	0,000	
				N	88,3	-8196,9	-305,4	0,050	
42	149,1	-1149,9	-6,5	P	1155,3	-8911,1	-50,1	0,130	OK

				M	79607,8	-1145,5	-6,4	0,000	
				N	149,1	-8239,0	-46,4	0,140	
43	149,1	-1149,9	-6,5	P	1155,3	-8911,1	-50,1	0,130	OK
				M	79607,8	-1145,5	-6,4	0,000	
				N	149,1	-8239,0	-46,4	0,140	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
17	361,5	-2863,6	125,2	P	1121,8	-8886,8	388,7	0,320	OK
14	-63,3	563,9	-138,2	M	-9253,5	563,1	-138,0	0,010	OK
17	361,5	-2863,6	125,2	N	361,5	-8379,8	366,5	0,340	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 17400,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21	OK	-1481,8	26,9	212,6	-1724,2	0,10	69395,6	0,19
22	OK	-1414,0	26,8	209,1	-1647,9	0,09	66054,1	0,18
23	OK	-1256,7	18,3	202,5	-1460,6	0,08	58102,5	0,16
24	OK	-1448,5	13,5	209,6	-1668,7	0,10	67534,2	0,19
25	OK	-1594,3	59,5	221,9	-1894,1	0,11	75459,4	0,21
26	OK	-1503,0	60,0	218,1	-1792,4	0,10	70949,8	0,20
27	OK	-1449,6	52,6	213,2	-1722,3	0,10	68239,8	0,19
28	OK	-1518,7	50,9	216,3	-1797,7	0,10	71626,3	0,20
29	OK	-1542,0	9,2	216,1	-1768,2	0,10	72004,1	0,20
30	OK	-1491,1	9,1	213,4	-1711,0	0,10	69498,1	0,19
31	OK	-1373,1	2,7	208,5	-1570,6	0,09	63535,2	0,18
32	OK	-1517,0	-0,9	213,8	-1728,9	0,10	70642,0	0,20

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:
Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

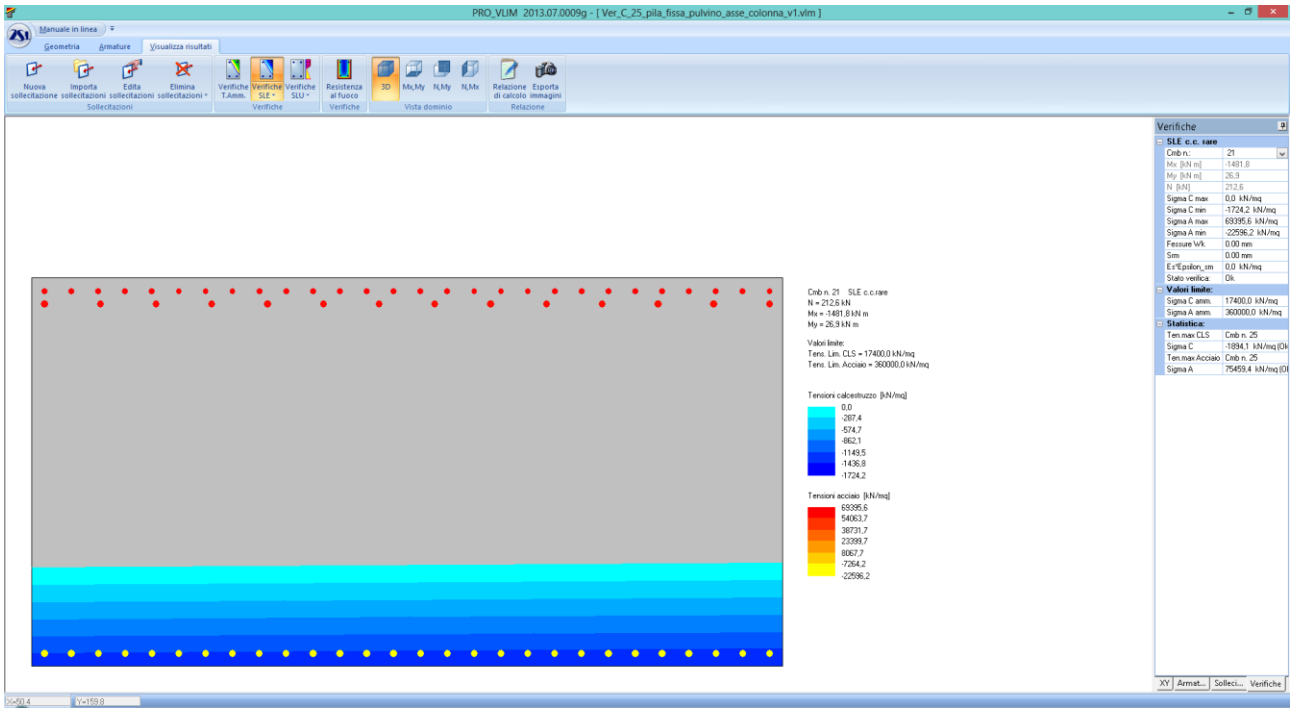
Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
33	OK	-1333,8	43,2	188,8	0.00	0,00
34	OK	-1282,9	43,0	186,2	0.00	0,00
35	OK	-1164,9	36,7	181,3	0.00	0,00
36	OK	-1308,7	33,1	186,6	0.00	0,00
37	OK	-1417,8	67,6	195,7	0.00	0,00
38	OK	-1349,7	67,9	192,9	0.00	0,00
39	OK	-1309,8	62,4	189,3	0.00	0,00
40	OK	-1361,4	61,2	191,5	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 13050,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)
Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41	OK	-1149,9	-6,5	149,1	-1315,5	0,10	0.00	0,00



Tensioni – Comb. rare

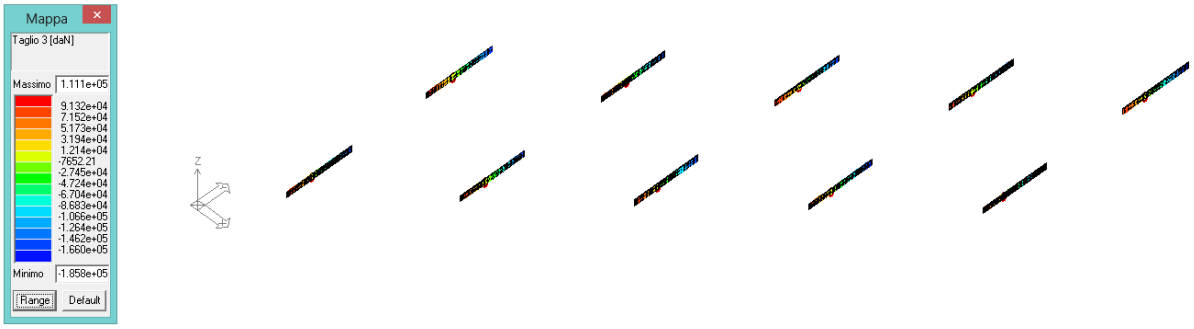
Le verifiche sono soddisfatte.

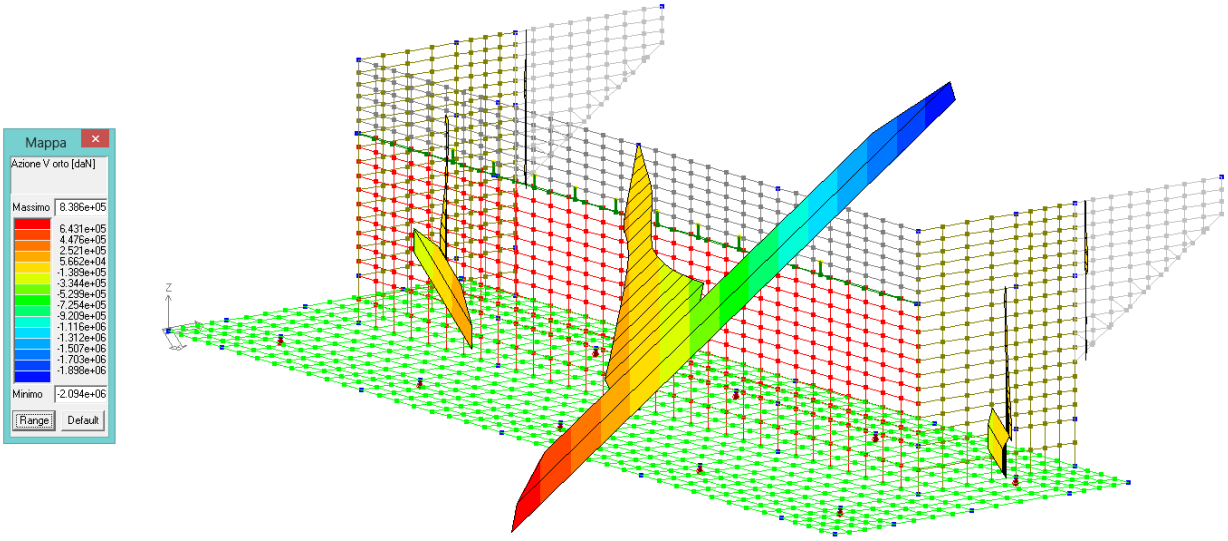
8.5.2 Verifica a taglio

Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni analizzate in precedenza.

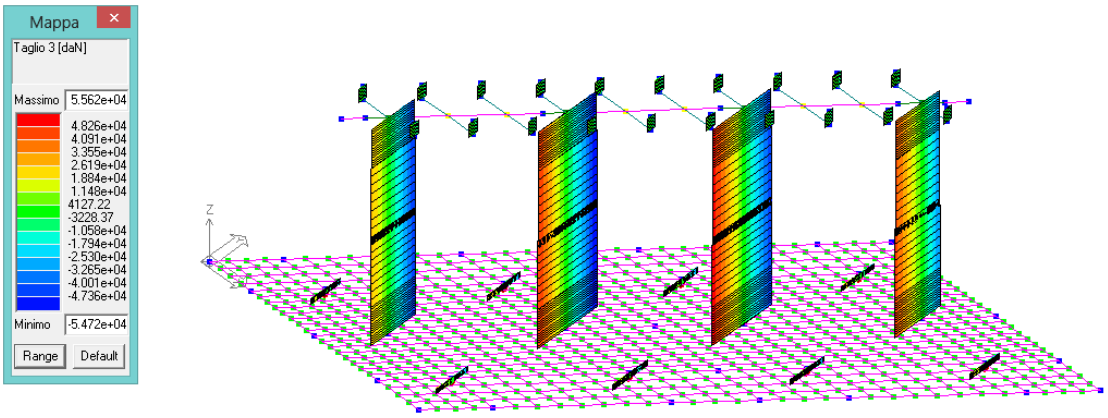
I tagli massimi agli SLU agenti sono :

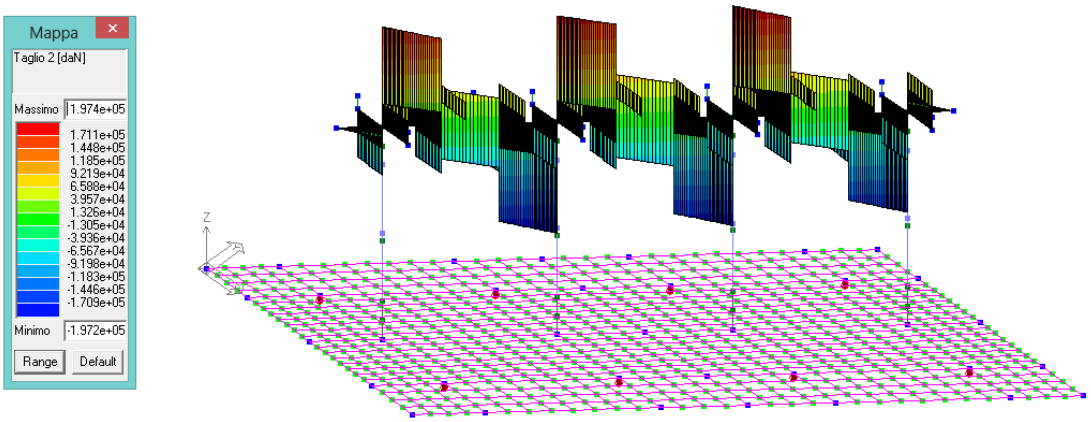
Spalla





Pila





Si riporta la verifica :

SPALLA

Palo

T_{max_filo} = 1858 kN

$T_{amm_ senza_armatura}$ = 394 kN

Verifica a taglio palo di fondazione					
Rck =	35	N/mmq			
fck =	28	N/mmq			
ϕ =	1200	mm			
c =	75	mm			
Apalo =	1130973,36	mmq			
Armatura :					
Staffe	12	mm			
Passo	85	mm			
			Si arma con sole staffe		
Azioni di progetto			*Lato Cls*	Rad	Sessadec.
Tx_max	185800	daN	θ =	0,46365	26,5650
Ty_max	0	daN	Vrd2 =	3669,12	kN
Tmax_slu	1858,00	kN	ν =	0,560	
			fcd =	18,67	N/mmq
B =	1200	mm	Ver.		
d =	1125	mm			
0.9*d =	1012,5	mm	*Lato Acciaio-staffe*		
			s =	1000	mm
ρl =	0	mmq	Asw =	2661	mmq
			Afst =	113	mmq
Resistenza senza armatura a taglio					
Vrd1 =	394,34	kN	Vrd3 =	1 917,26	kN
τ_{rd} =	0,337	N/mmq	Vwdstaffe =	1522,91	kN
k =	1		fyk =	450	N/mmq
$f_{ctk0.05}$ =	2,02	N/mmq	γacc =	1,15	
γc =	1,5		fyd =	391,30	N/mmq
Occorre armatura a taglio			Ver.		

Si arma con spirale ∅12/20 cm raffittita a ∅12/10 cm per 2.50 m dalla sommità.

Plinto

T_{max_filo} = 358.46 kN/m

$T_{amm_ senza_armatura}$ = 463.59 kN/m

NTC 2008 - CALCESTRUZZO
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI

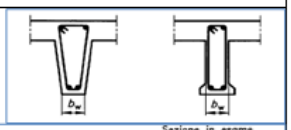
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kN/m²	
	peso specifico:	kN/m³	
	tensioni e resistenze	N/mm²	
	momenti (flettente,ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	γ = 24 kN/m³ (cls non armato)		
	γ = 25 kN/m³ (cls armato)		

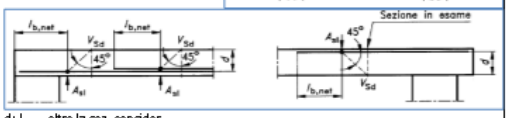
LEGENDA
- 123 dati da inserire
- 123 valori calcolati
- valori notevoli
- risultati verifiche

se $V_{Sd} \leq V_{Rd\,senza\,arm.}$	armat. minima a taglio
se $V_{Sd} \geq V_{Rd\,senza\,arm.}$	armat. a taglio tale che: $V_{Sd} \leq V_{Rd\,con\,arm.}$

Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{Sd} \leq V_{Rd\,senza\,arm.}$)

V_{Rd} [kN] =	463,59	>	V_{Ed} [kN] =	358,46	VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B450C				
Cls =	C32/40				
R_{ck} =	40,00	[N/mm²]			
f_{ck} =	32,00	[N/mm²]			
$f_{ctk,005}$ =	2,12	[N/mm²]			
γ_c in uso =	1,50				
V_{Rd} [kN] =	409,19	[kN]	463,59	[kN]	
γ_{min} =	0,32				
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,37		≤ 2	1,37	2
ρ_l =	0,0015	[puro]	≤ 0,02	0,0015	0,02
A_{sl} =	2 260	[mm²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di d+$l_{b,net}$ oltre la sez. consider.		
			(cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez.consid.) (EC2)		
b_w =	1 000,00	[mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace		
σ_{cp} =	0,00	[N/mm²]	N_{Ed}/A_c	0,00	4,426666667
N_{Ed} =	0,00	[kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)		
A_c =	1 500 000	[mm²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)		
d =	1 460	[mm]	altezza utile sezione		
h=	1 500	[mm]	altezza sezione		
b=	1 000	[mm]	base sezione		
c=	40	[mm]	copriferro		





Non occorre specifica armatura a taglio, si adotta l'armatura indicata in precedenza.

Elevazione

T_{max_filo} = 305.41 kN/m

$T_{amm_ senza_armatura}$ = 521 kN/m

NTC 2008 - CALCESTRUZZO
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI

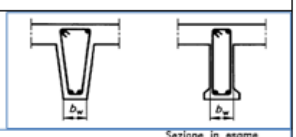
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kN/m, kN/m²		LEGENDA	
	peso specifico:	kN/m³		123	dati da inserire
	tensioni e resistenze	N/mm²		123	valori calcolati
	momenti (flettente,ecc.)	kNm			valori notevoli
PESI SPECIFICI	γ = 24 kN/m³ (cls non armato)				risultati verifiche
	γ = 25 kN/m³ (cls armato)				

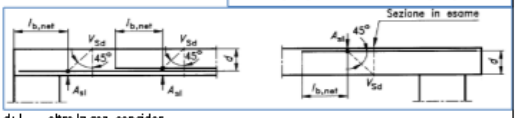
se $V_{Sd} \leq V_{Rd\ senza\ arm.}$ armat. minima a taglio

se $V_{Sd} \geq V_{Rd\ senza\ arm.}$ armat. a taglio tale che: $V_{Sd} \leq V_{Rd\ con\ arm.}$

Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{Sd} \leq V_{Rd\ senza\ arm.}$)

V_{Rd} [kN] =	521,99	>	V_{Ed} [kN] =	305,41	VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B450C				
Cls =	C32/40				
R_{ck} =	40,00	[N/mm²]			
f_{ck} =	32,00	[N/mm²]			
$f_{ctk,005}$ =	2,12	[N/mm²]			
γ_c in uso =	1,50				
V_{Rd} [kN] =	467,59	[kN]	521,99	[kN]	
v_{min} =	0,32				
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,37		≤ 2	1,37	2
ρ_l=	0,0015	[puro]	≤ 0.02	0,0015	0,02
A_{sl} =	2 260	[mm²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di d+$l_{b,net}$ oltre la sez. consider.		
			(cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez.consid.) (EC2)		
b_w =	1 000,00	[mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace		
σ_{cp} =	0,27	[N/mm²]	N_{Ed}/A_c	0,27	4,426666667
N_{Ed} =	400,00	[kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)		
A_c =	1 500 000	[mm²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)		
d =	1 460	[mm]	altezza utile sezione		
h=	1 500	[mm]	altezza sezione		
b=	1 000	[mm]	base sezione		
c=	40	[mm]	copriferro		





Non occorre specifica armatura a taglio.

PILA

Palo

T_{max_filo} = 325.90 kN

$T_{amm_ senza_armatura}$ = 394.34 kN

Verifica a taglio palo di fondazione					
Rck =	35	N/mmq			
fck =	28	N/mmq			
ϕ =	1200	mm			
c =	75	mm			
Apalo =	1130973,36	mmq			
Armatura :					
Staffe	12	mm			
Passo	200	mm			
			Si arma con sole staffe		
Azioni di progetto			*Lato Cls*	Rad	Sessadec.
Tx_max	32590	daN	θ =	0,46365	26,5650
Ty_max	0	daN	Vrd2 =	3669,12	kN
Tmax_slu	325,90	kN	ν =	0,560	
			fcd =	18,67	N/mmq
B =	1200	mm	Ver.		
d =	1125	mm			
0.9*d =	1012,5	mm	*Lato Acciaio-staffe*		
			s =	1000	mm
ρl =	0	mmq	Asw =	1131	mmq
			Afst =	113	mmq
Resistenza senza armatura a taglio					
Vrd1 =	394,34	kN	Vrd3 =	1 041,58	kN
τ_{rd} =	0,337	N/mmq	Vwdstaffe =	647,24	kN
k =	1		fyk =	450	N/mmq
$f_{ctk0.05}$ =	2,02	N/mmq	γacc =	1,15	
γc =	1,5		fyd =	391,30	N/mmq
Ver.			Ver.		

Si arma con spirale ∅12/20 cm raffittita a ∅12/10 cm per 2.50 m dalla sommità.

Plinto

T_{max_filo} = 557.98 kN/m

$T_{amm_ senza_armatura}$ = 463 kN/m

NTC 2008 - CALCESTRUZZO
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI

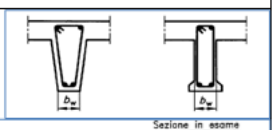
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kN/m²	
	peso specifico:	kN/m³	
	tensioni e resistenze	N/mm²	
	momenti (flettente,ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	γ = 24 kN/m³ (cls non armato)		
	γ = 25 kN/m³ (cls armato)		

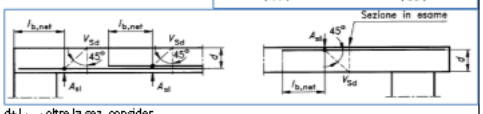
LEGENDA
- 123 dati da inserire
- 123 valori calcolati
- valori notevoli
- risultati verifiche

se $V_{Sd} \le V_{Rd\,senza\,arm.}$	armat. minima a taglio	
se $V_{Sd} \ge V_{Rd\,senza\,arm.}$	armat. a taglio tale che:	$V_{Sd} \le V_{Rd\,con\,arm.}$

Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{Sd} \le V_{Rd\,senza\,arm.}$)

V_{Ed} [kN] =	463,59	<	V_{Rd} [kN] =	557,98 NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B450C			
Cls =	C32/40			
R_{ck} =	40,00	[N/mm²]		
f_{ck} =	32,00	[N/mm²]		
$f_{ck,005}$ =	2,12	[N/mm²]		
γ_c in uso =	1,50			
V_{Rd} [kN] =	409,19	[kN]	463,59	[kN]
ν_{min} =	0,32			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,37		≤ 2	1,37 2
ρ_l =	0,0015	[puro]	≤ 0.02	0,0015 0,02
A_{sl} =	2 260	[mm²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d+l_{b,net}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez.consid.) (EC2)	
b_w =	1 000,00	[mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace	
σ_{cp} =	0,00	[N/mm²]	N_{Ed}/A_c	0,00 4,426666667
N_{Ed} =	0,00	[kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
A_c =	1 500 000	[mm²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
d =	1 460	[mm]	altezza utile sezione	
h=	1 500	[mm]	altezza sezione	
b=	1 000	[mm]	base sezione	
c=	40	[mm]	copriferro	





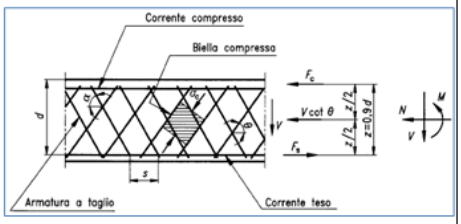
Elementi che richiedono armatura a taglio ($V_{Sd} \ge V_{Rd\,senza\,arm.}$)

V_{Ed} =	7270,80	[kN]		
f_{cd} =	22,13	[N/mm²]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
b_w =	1 000,00	[mm]	spessore minima anima continua in altezza	
α_c =	90	° rad	1,57	angolo inclin. delle staffe
$\cot\alpha_c$ =	0	[puro]		
θ =	45	° rad	0,79	angolo inclin. bielle compresse
cotθ =	1,00	1	< cotθ < 2,5	VERIFICATO

α_L =	1	per membrature non compresse
	1,00	per $0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
	1,25	per $0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{cd}$
	2,50	per $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$
α_L =	1,00	

Staffe

	1		0:no 1:sì	
V_{Rd+p} =	817,76	[kN]	Taglio resistente staffe	
A_{sw-sl} =	636	[mm²]	Area complessiva staffe	
s_{sl}=	400	[mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
f_{yd} =	391,30	[N/mm²]	f_{yd} acciaio tipo B450C	
Φ_{staffe} =	18	[mm]	Diametro staffe	
n_{bracci} =	2,5	[puro]	n. bracci verticali	
ω_{sl} =	254,47	[mm²]	Area singolo braccio di staffa	
f_{yk} =	450	[N/mm²]	acciaio tipo B450C	
γ_s in uso =	1,15	NTC2008		
Δ =	1000	[mm]	lunghezza tratto da armare	
n_{sl} =	2,50	[puro]	n°staffe a taglio nel tratto	



Ferri piegati

	0		0:no 1:sì	
V_{Rd+p} =	0,00	[kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	
A_{sw-p} =	402	[mm²]	Area complessiva ferri piegati	
s_{lp} =	1000	[mm]	passo ferri piegati in senso long.	
f_{yd} =	391,30	[N/mm²]	f_{yd} dell'accaio dei ferri piegati	
$\Phi_{ferri\ piegati}$ =	16	[mm]	Diametro ferri piegati	
n_{fp} =	2	[puro]	n. ferri piegati	
ω_{sl} =	201	[mm²]	Area diam. singolo ferro piegato	
f_{yk} =	450	[N/mm²]	acciaio tipo B450C	
γ_s in uso =	1,15			
Δ =	1000	[mm]	lunghezza tratto da armare	
$\alpha_{s,p}$ =	45	0,7854	[°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati
V_{Rd} =	817,76	[kN]		

V_{Ed} [kN] =	817,76	>	V_{Rd} [kN] =	557,98 VERIFICATO

Verifica armatura trasversale minima

A_{sw} =	1590	[mm²]	area armatura a taglio sulla lunghezza Δ	Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio
A_{sw-min} =	1500	mm²/m	VERIFICATO	deve essere costituita da staffe. VERIFICATO

Verifica passo staffe

s_{sl}=	400	[mm]	passo staffe	
s_{sl-max}=	1168	[mm]	passo minimo staffe	VERIFICATO
n_{sl} =	3	[puro]	n. staffe nel tratto (n_{min}=3)	NON VERIFICATO

Si arma con staffe ∅18/40x40 cm per L = 100 cm dal filo.

Elevazione colonne

T_{max_filo} = 554.10 kN

$T_{amm_ senza_armatura}$ = 523 kN

Verifica a taglio palo di fondazione					
Rck =	40	N/mmq			
fck =	32	N/mmq			
ϕ =	1300	mm			
c =	40	mm			
Apalo =	1327322,9	mmq			
Armatura :					
Staffe	12	mm			
Passo	200	mm			
			Si arma con sole staffe		
Azioni di progetto			*Lato Cls*	Rad	Sessadec.
Tx_max	55410	daN	θ =	0,46365	26,5650
Ty_max	0	daN	Vrd2 =	4906,13	kN
Tmax_slu	554,10	kN	ν =	0,540	
			fcd =	21,33	N/mmq
B =	1300	mm	Ver.		
d =	1260	mm			
0.9*d =	1134	mm	*Lato Acciaio-staffe*		
			s =	1000	mm
ρl =	0	mmq	Asw =	1131	mmq
			Afst =	113	mmq
Resistenza senza armatura a taglio					
Vrd1 =	523,02	kN	Vrd3 =	1 247,92	kN
τ_{rd} =	0,368	N/mmq	Vwdstaffe =	724,91	kN
k =	1		fyk =	450	N/mmq
$f_{ctk0.05}$ =	2,21	N/mmq	γacc =	1,15	
γc =	1,5		fyd =	391,30	N/mmq
Occorre armatura a taglio			Ver.		

Si arma con spirale ∅16/20 cm.

Pulvino

T_{max_filo} = 1974 kN

$T_{amm_ senza_armatura}$ = 1344 kN

NTC 2008 - CALCESTRUZZO
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI

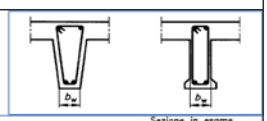
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm²	
	peso specifico:	kN/m³	
	tensioni e resistenze	N/mm²	
	momenti (flettente,ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	γ = 24 kN/m³ (cls non armato)		
	γ = 25 kN/m³ (cls armato)		

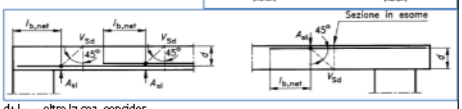
LEGENDA
- 123 — dati da inserire
- 123 — valori calcolati
- valori notevoli
- risultati verifiche

se $V_{Sd} \le V_{Rd\,senza\,arm.}$	armat. minima a taglio	
se $V_{Sd} \ge V_{Rd\,senza\,arm.}$	armat. a taglio tale che:	$V_{Sd} \le V_{Rd\,con\,arm.}$

Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{Sd} \le V_{Rd\,senza\,arm.}$)

V_{Rd} [kN] =	1344,41	<	V_{Ed} [kN] =	1974,00	NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B450C				
Cls =	C32/40				
R_{ck} =	40,00	[N/mm²]			
f_{ck} =	32,00	[N/mm²]			
$f_{ctk,0.05}$ =	2,12	[N/mm²]			
γ_c in uso =	1,50				
V_{Rd} [kN] =	1320,93	[kN]	1344,41	[kN]	
ν_{min} =	0,32				
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,37		≤ 2	1,37	2
ρ_l =	0,0021	[puro]	≤ 0.02	0,0021	0,02
A_{sl} =	9 040	[mm²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d+l_{b,net}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'Inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez.consid.) (EC2)		
b_w =	2 900,00	[mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace		
σ_{cp} =	0,00	[N/mm²]	N_{Ed}/A_c	0,00	4,426666667
N_{Ed} =	0,00	[kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)		
A_c =	4 350 000	[mm²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)		
d =	1 460	[mm]	altezza utile sezione		
h=	1 500	[mm]	altezza sezione		
b=	2 900	[mm]	base sezione		
c=	40	[mm]	copriferro		





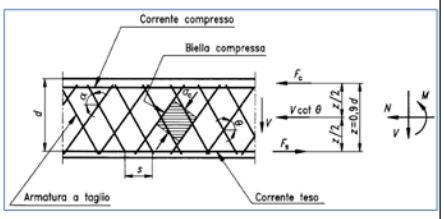
Elementi che richiedono armatura a taglio ($V_{Sd} \ge V_{Rd\,senza\,arm.}$)

V_{Rcd} =	21085,32	[kN]		
f_{cd} =	22,13	[N/mm²]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
b_w =	2 900,00	[mm]	spessore minima anima continua in altezza	
α_c =	90	° rad	1,57	angolo inclin. delle staffe
$\cot\alpha_c$ =	0	[puro]		
θ =	45	° rad	0,79	angolo inclin. bielle compresse
cotθ =	1,00	1 < cotθ <	2,5	VERIFICATO

α_c =	1	per membrature non compresse
	1,00	per $0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
	1,25	per $0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{cd}$
	2,50	per $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$
α_c =	1,00	

Staffe — 1 (0:no 1:sì)

$V_{Rsd\,tp}$ =	5233,65	[kN]	Taglio resistente staffe
$A_{sw\,tot}$ =	1018	[mm²]	Area complessiva staffe
s_w =	100	[mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave
f_{yd} =	391,30	[N/mm²]	f_{yd} acciaio tipo B450C
Φ_{staffe} =	18	[mm]	Diametro staffe
n_{bracci} =	4	[puro]	n. bracci verticali
ω_{sl} =	254,47	[mm²]	Area singolo braccio di staffa
f_{yk} =	450	[N/mm²]	acciaio tipo B450C
γ_s in uso =	1,15	NTC 2008	
Δ =	1000	[mm]	lunghezza tratto da armare
n_{sl} =	10,00	[puro]	n°staffe a taglio nel tratto



Ferri piegati — 0 (0:no 1:sì)

$V_{Rsd\,tp}$ =	0,00	[kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)
$A_{sw\,tp}$ =	402	[mm²]	Area complessiva ferri piegati
s_{tp} =	1000	[mm]	passo ferri piegati in senso long.
$f_{yd\,tp}$ =	391,30	[N/mm²]	f_{yd} dell'acciaio dei ferri piegati
$\Phi_{ferri\,piegati}$ =	16	[mm]	Diametro ferri piegati
n_{tp} =	2	[puro]	n. ferri piegati
ω_{sl} =	201	[mm²]	Area diam. singolo ferro piegato
f_{yk} =	450	[N/mm²]	acciaio tipo B450C
γ_s in uso =	1,15		
Δ =	1000	[mm]	lunghezza tratto da armare
$\alpha_{s\,tp}$ =	45	0,7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati
V_{Rsd} =	5233,65	[kN]	

V_{Rd} [kN] =	5233,65	>	V_{Ed} [kN] =	1974,00	VERIFICATO

Verifica armatura trasversale minima

A_{sw} =	10179	[mm²]	area armatura a taglio sulla lunghezza Δ	Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio
$A_{sw\,min}$ =	4350	mm²/m	VERIFICATO	deve essere costituita da staffe. VERIFICATO

Verifica passo staffe

s_w =	100	[mm]	passo staffe	
$s_{sl\,min}$ =	1168	[mm]	passo minimo staffe	VERIFICATO
n_{sl} =	10	[puro]	n. staffe nel tratto (n_{min}=3)	VERIFICATO

Si arma con staffe ∅18/4 br/20 cm raffittite passo 10 cm per L = 100 cm da asse pila.

Le verifiche sono soddisfatte.

8.5.3 Verifica paraghiaia

Si riportano le verifiche per il paraghiaia spessore minimo 30 cm, altezza massima 2.36 m e calcestruzzo C32/40 in ambiente aggressivo armato con ∅20/20 cm e ripartizione ∅16/20 cm.

Le azioni sono :

Npp = 0.30 x 2.36 x 25 = 17.70 kN/m

Spinta del terreno a tergo:

γ_t = 20 kN/mc

φ' = 38°

Ka = 0.238

h_{tot} = 2.36 m

$q_{t_ka} = \gamma_t \times h_{tot} \times ka$ = 11.23 kN/mq

$Hq_{t_ka} = q_{t_ka} \times h/2$ = 13.25 kN/m

$Mq_{t_ka} = Hq_{t_ka} \times h/3$ = 10.42 kNm/m

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

q_{acc} = 20 kN/mq

φ' = 38°

Ka = 0.238

$q_{acc_ka} = q_{acc} \times ka$ = 4.76 kN/mq

$Hq_{acc_ka} = q_{acc} \times h$ = 11.23 kN/m

$Mq_{acc_ka} = Hq_{acc} \times h/2$ = 23.67 kNm/m

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

γ_t = 20 kN/mc

h_t^* = 2.36 m

a_g/g = 0.205

S_s = 1.403

S_t = 1.000

$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t$ = 13.59 kN/mq

$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h$= 32.08 kN/m

$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2$ = 37.86 kNm/m

Frenamento-paraghiaia:

Q1k = 300 kN

Hfren = Q1k x 0.60 = 180 kN

Ltrasv_min = 9.00 m

Nfren = Q1k/Ltrasv = 33.33 kN/m

Hfren = Hfren/Ltrasv = 20.00 kN/m

Mfren = Hfren x h = 47.20 kNm/m

Le combinazioni dii verifica sono le seguenti :

SLE

N_{SLE} = 51.00 kN/m

H_{SLE} = 44.48 kN/m

M_{SLE} = 81.29 kNm/m

SLU

N_{SLU} = 68.85 kN/m

H_{SLU} = 60.05 kN/m

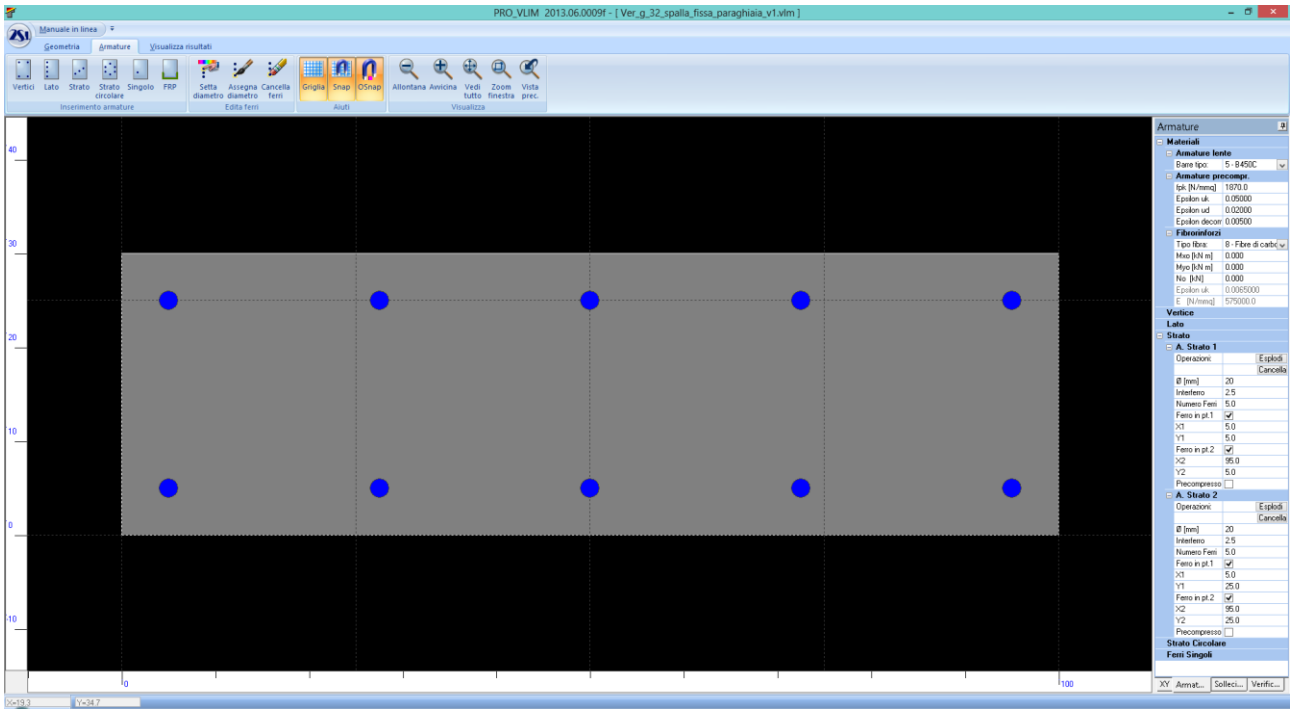
M_{SLU} = 109.74 kNm/m

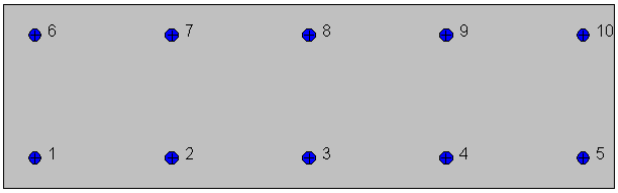
SLV

N_{SLV} = 17.70 kN/m

H_{SLV} = 45.33 kN/m

M_{SLV} = 48.28 kNm/m





Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	30,0
3	100,0	30,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	27,5	5,0	3,1	no
3	50,0	5,0	3,1	no
4	72,5	5,0	3,1	no
5	95,0	5,0	3,1	no
6	5,0	25,0	3,1	no
7	27,5	25,0	3,1	no
8	50,0	25,0	3,1	no
9	72,5	25,0	3,1	no
10	95,0	25,0	3,1	no

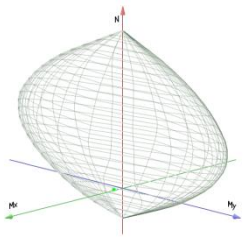
Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C32/40
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1229,3	0,0	0,0	Completamente tesa
6520,6	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	143,4	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-143,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	537,2	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-537,2	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
				M	5473,6	109,6	0,0	0,010	
				N	68,9	150,6	0,0	0,730	
3	17,7	48,3	0,0	P	54,7	149,1	0,0	0,320	OK
				M	6056,8	48,2	0,0	0,000	
				N	17,7	145,3	0,0	0,330	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
1	68,9	109,7	0,0	M	5473,6	109,6	0,0	0,010	OK
1	68,9	109,7	0,0	N	68,9	150,6	0,0	0,730	OK

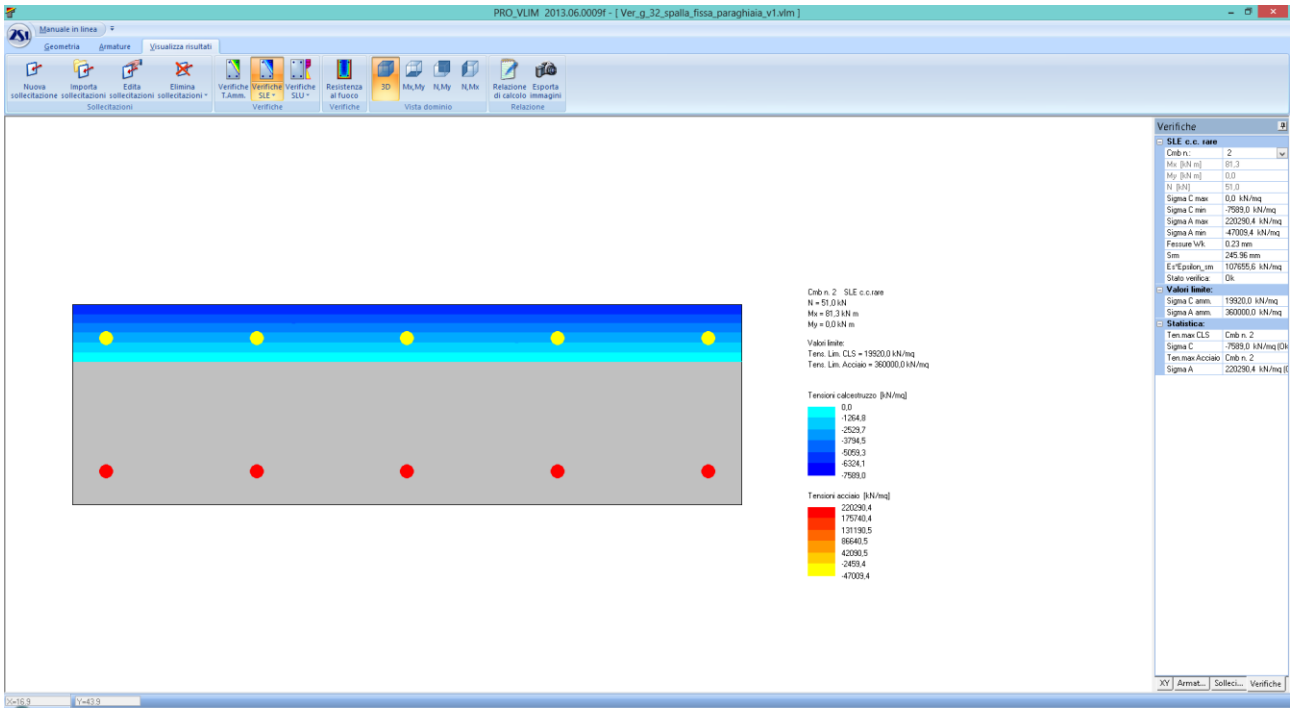
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 19920,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	81,3	0,0	51,0	-7589,0	0,38	220290,4	0,61



Tensioni – Comb. Rare

Segue la verifica a taglio:

T_{max_SLU} = 60.05 kN

NTC 2008 - CALCESTRUZZO
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI

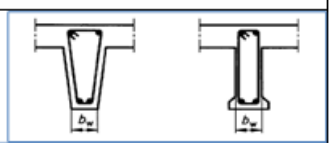
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm²	
	peso specifico:	kN/m³	
	tensioni e resistenze	N/mm²	
	momenti (flettente,ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	γ = 24 kN/m³ (cls non armato)		
	γ = 25 kN/m³ (cls armato)		

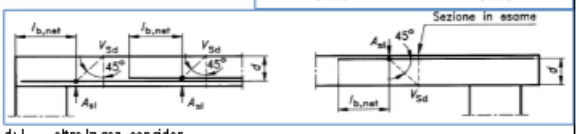
LEGENDA
123 dati da inserire
123 valori calcolati
valori notevoli
risultati verifiche

se $V_{Sd} \leq V_{Rd\,senza\,arm.}$ armat. minima a taglio
se $V_{Sd} \geq V_{Rd\,senza\,arm.}$ armat. a taglio tale che: $V_{Sd} \leq V_{Rd\,con\,arm.}$

Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{Sd} \leq V_{Rd\,senza\,arm.}$)

V_{Rd} [kN] =	157,15	>	V_{Sd} [kN] =	60,05	VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B450C				
Cls =	C32/40				
R_{ck} =	40,00	[N/mm²]			
f_{ck} =	32,00	[N/mm²]			
$f_{ctk,0.05}$ =	2,12	[N/mm²]			
γ_c in uso =	1,50				
V_{Rd} [kN] =	157,15	[kN]		132,38	[kN]
v_{min} =	0,51				
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,88		≤ 2	1,88	2
ρ_l =	0,0060	[puro]	≤ 0.02	0,0060	0,02
A_{sl} =	1 570	[mm²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di d+$l_{b,net}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez.consid.)(EC2)		
b_w =	1 000,00	[mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace		
σ_{cp} =	0,00	[N/mm²]	N_{sd}/A_c	0,00	4,42666667
N_{sd} =	0,00	[kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)		
A_c =	300 000	[mm²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)		
d =	260	[mm]	altezza utile sezione		
h=	300	[mm]	altezza sezione		
b=	1 000	[mm]	base sezione		
c=	40	[mm]	copriferro		





Non occorre specifica armatura a taglio; l'armatura di ripartizione prevista è ∅16/20 cm..

9 VERIFICA A FATICA

In base alle indicazioni contenute nel paragrafo P.5.1.4 e P.5.2.3 delle NTC'08 per opera stradale :

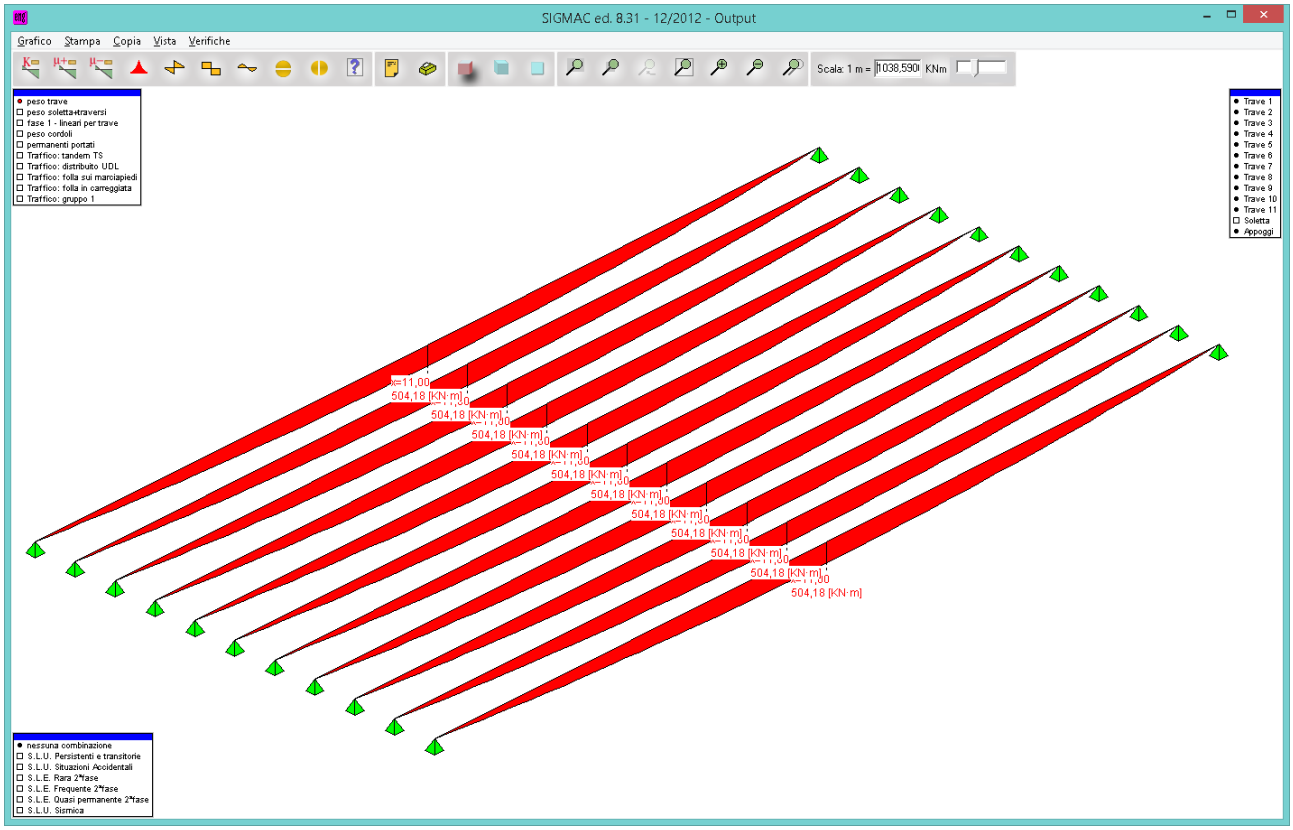
5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche.

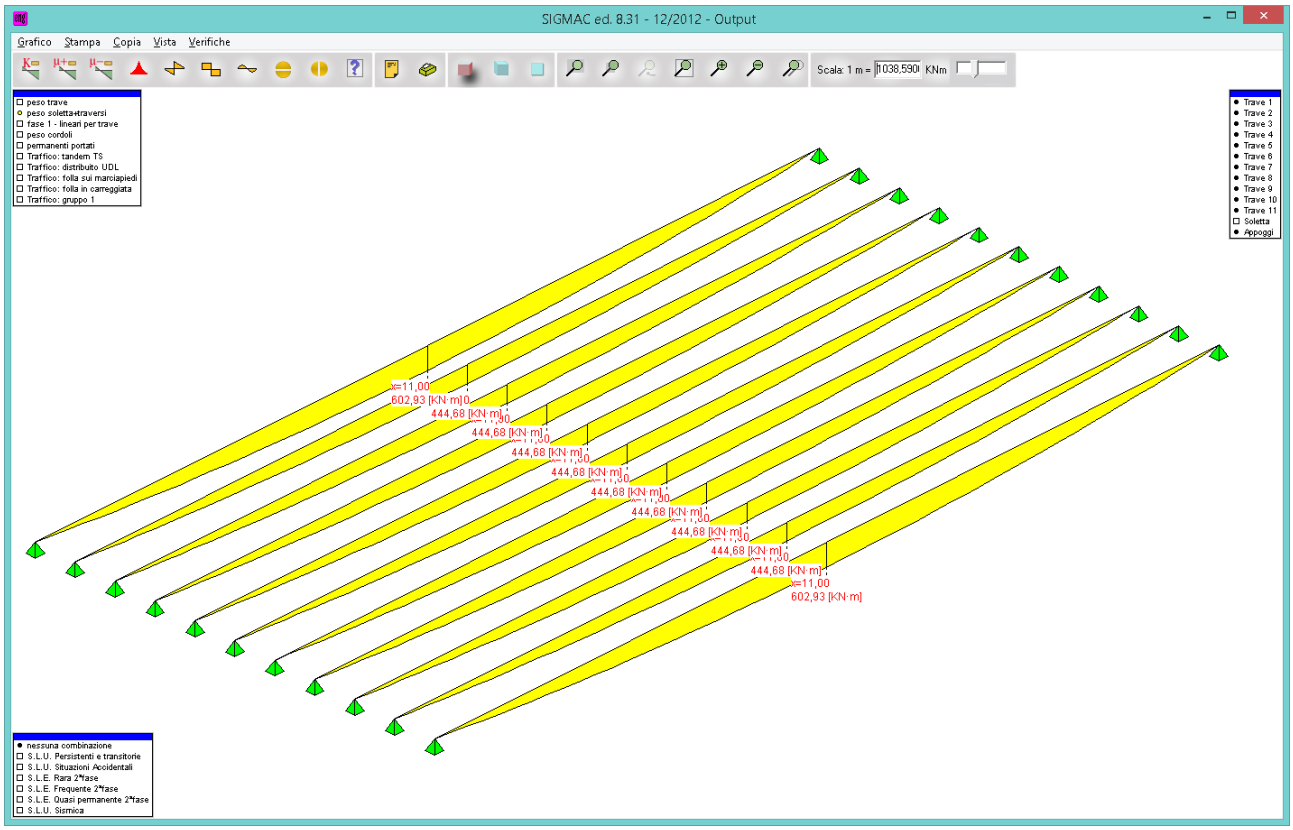
Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si potrà far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

si ritiene che il fenomeno di tensioni variabili conseguenti a carichi ciclici (nel caso in oggetto per carichi da traffico) non è significativo trattandosi di strutture e dettagli costruttivi non sensibili a tale fenomeno in quanto le tensioni costanti derivanti da pesi propri e permanenti sono significative rispetto a quelle dei carichi accidentali e la struttura è massiccia ed isostatica (riducendo quindi il possibile verificarsi del fenomeno di inversione delle tensioni).

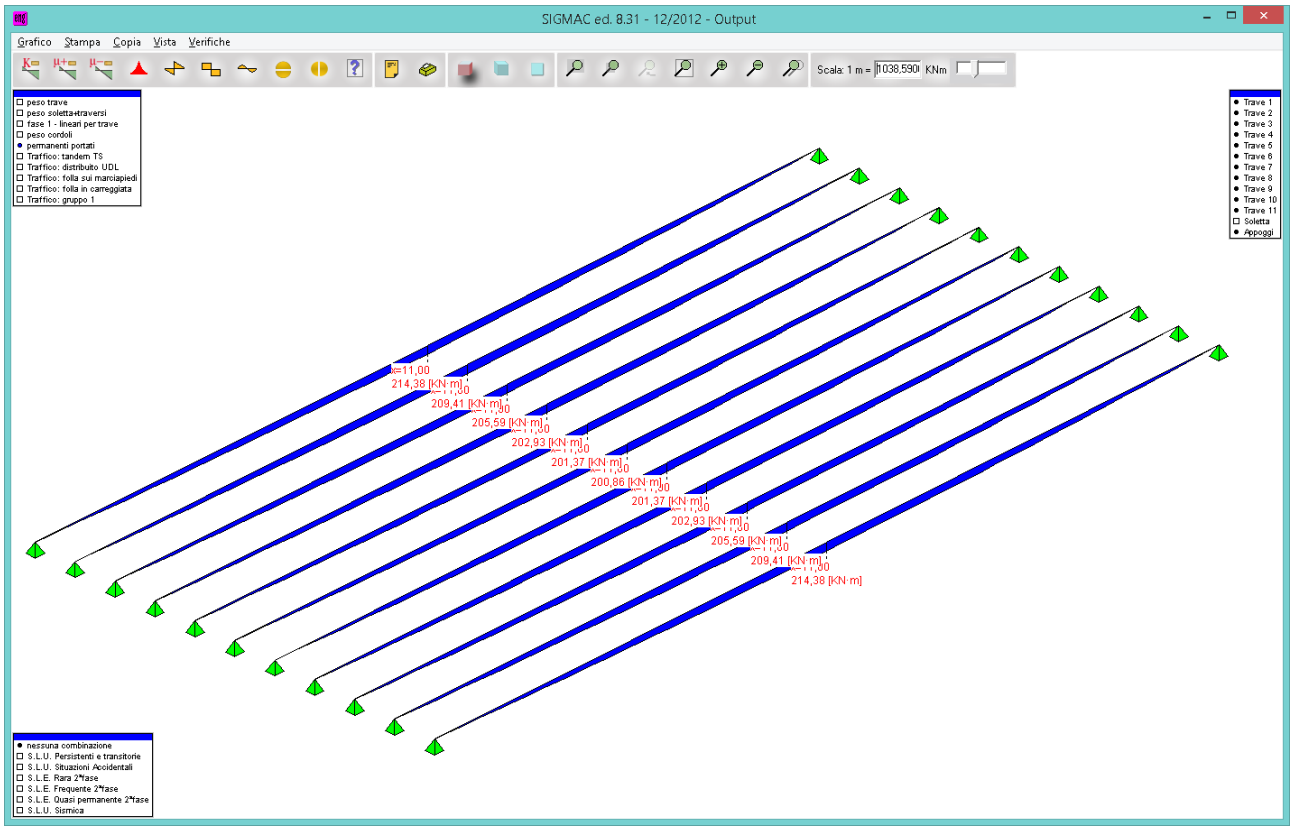
Si riportano i diagrammi del momenti per i diversi casi di carico delle travi in c.a.p. a sostegno di quanto sopra espresso :



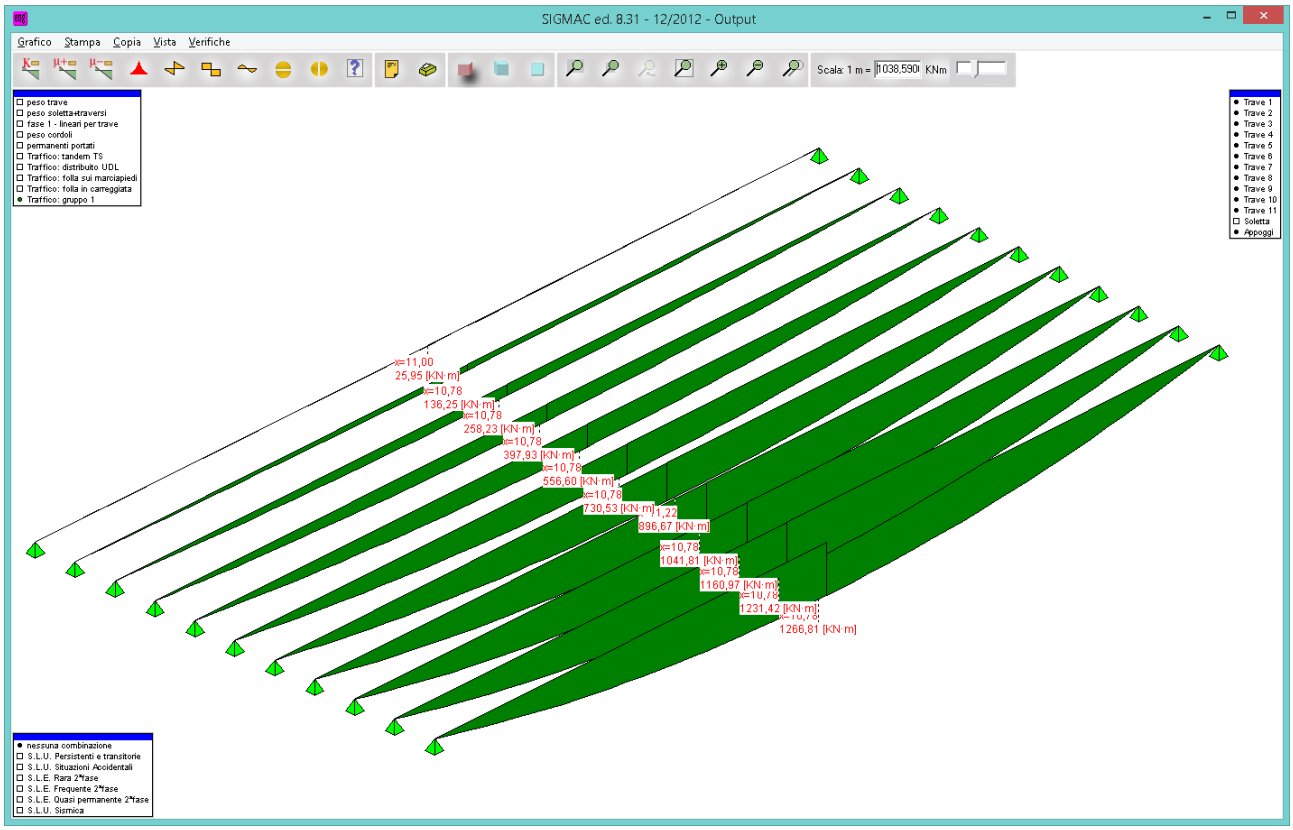
Momento da peso trave



Momento peso soletta e traversi



Momento permanenti portati



Momento da carichi da traffico sulla trave in c.a.p.

In particolare i carichi accidentali da traffico generano azioni cicliche per l'impalcato (anche se non dimensionanati per quanto sopra riportato specie avendo nella combinazione a fatica per vita illimitata l'intensità ridotta al 30 e 70 % del valore caratteristico) ma non per le sottostrutture massicce (pile e spalle).

Se si adotta la verifica a vita illimitata con il modello 1 seguono i seguenti carichi accidentali ridotti del 30% e 70 % rispettivamente per la tipologia di concentrati e distribuiti :

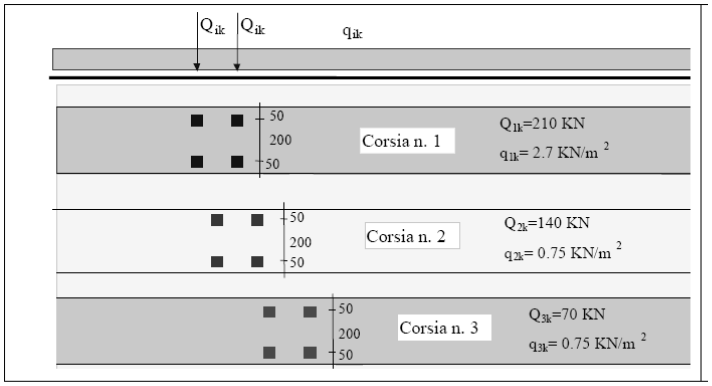


Figura 5.1.4 – *Modello di carico di fatica n. 1*

In conclusione si afferma che le verifiche a fatica per le opere in oggetto non sono rilevanti.

10 VERIFICA GIUNTI

Si riporta la verifica dei giunti di impalcato.

I giunti sono disposti in corrispondenza di ogni pila e spalla, la verifica è condotta valutando la dilatazione minima consentita come prodotto di lunghezza impalcato (L), coefficiente di dilatazione (α) e delta T termico (Dt) e si indica nell'ultima colonna un giunto con dilatazione consentita (DL) superiore rispetto a quella calcolata (DL min).

<u>Spalla e pila</u>

GIUNTI DI DILATAZIONE TERMICI PER IMPALCATI								
OPERE		DL min (mm)	L (m)	alfa (puro)	Dt (°C)		DL (mm)
c-25 "ROT SP78" - SP01-SP02	+/-	12	32,08	0,000012	30	+/-	15
c-25 "ROT SP78" - P01-P02-P03	+/-	11	29,30	0,000012	30	+/-	15

Le verifiche sono soddisfatte :

DL = 15 mm > 8 mm

Si riportano le caratteristiche del giunto tipo RAN dal catalogo FIP:

GIUNTI STRADALI IN GOMMA ARMATA

DESCRIZIONE

Sono giunti normalmente costituiti da una struttura in elastomero nella quale, mediante il processo di vulcanizzazione o altro processo tecnologico, vengono inseriti dei profili metallici atti a modificare, in determinati punti, la rigidezza o la capacità portante della struttura elastomerica.

Si distinguono due fondamentali sottogruppi in funzione del meccanismo con cui viene ottenuta la capacità di dilatazione/contrazione del giunto e precisamente:

- deformando elasticamente, con sollecitazione di tipo tagliante, idonee zone elastomeriche opportunamente predisposte;
- deformando elasticamente dei profili elastomerici la cui studiata geometria viene modificata da sollecitazioni normalmente flessionali.

Caratteristica di questa tipologia di giunti è la presenza, a livello della superficie trafficata, di una serie di varchi trasversali necessari allo sviluppo delle deformazioni elastiche richieste.

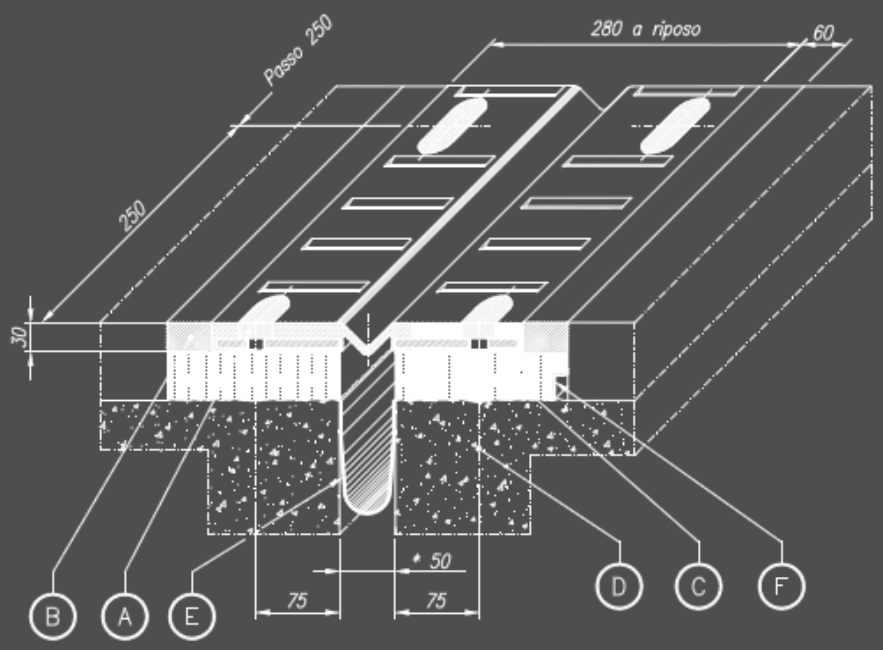
RAN 50 S

▶RAN

Giunto di dilatazione ed impermeabilità costituito da:

- moduli in gomma armata a norme CNR 10018/85 realizzati mediante due piastre unite per vulcanizzazione ad un coprivarco in gomma di tenuta e smaltimento acque superficiali;
- sistema di ancoraggio meccanico realizzato mediante tasselli di acciaio ad espansione o zanche multi-direzionali e tirafondi o barre filettate, a seconda delle esigenze di cantiere;
- scossalina di raccolta acque in hypalon;
- profilo a "L" in acciaio inox per drenaggio acque di sottopavimentazione;
- massetti di malta epossidica di raccordo fra gli elementi di giunto e la pavimentazione bituminosa.

RAN 50 S



* varco medio

POS.	DESCRIZIONE	MATERIALE
A	Sigillatura	EPOBLOCK ME LEGANTE
B	Massetto laterale	EPOBLOCK ME 3C
C	Allettamento	MALTA CEMENTIZIA FIBRORINFORZATA
D	Ancoraggio M12	
E	Scossalina	Hypalon
F	Profilo di drenaggio a "L"	X5 CrNi 1810-UNI 8317

FIP INDUSTRIALE

11 VERIFICA APPOGGI

Gli appoggi sono disposti alle estremità di ogni trave e si adotta un foglio di calcolo per valutare gli inviluppi delle azioni massime orizzontali e verticali agli SLU e SLV per quindi poter adottare il modello tipo FIP da catalogo.

S i riportano le parti essenziali del foglio di calcolo:

RIPARTIZIONE TRAVI D'IMPALCATO

N.10 travi =	10	Sdi^2 =	122,79 mq	i =	1,22 m	N.1 stese di carico trasv.	L= 32,08 m

IMPALCATO N.10 TRAVI Pp+Cp

N. travi	di		N =	4 278,69 kN		Mtrasv =	0,00 kNm		e trasv =	0,00 m	
	m		kN		r(i)		kN		f(i)		kN
10	5,49	trave nr. 1	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
10	4,27	trave nr. 2	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
10	3,05	trave nr. 3	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
10	1,83	trave nr. 4	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
10	0,61	trave nr. 5	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
10	-0,61	trave nr. 6	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
10	-1,83	trave nr. 7	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
10	-3,05	trave nr. 8	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
10	-4,27	trave nr. 9	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
10	-5,49	trave nr. 10	4 278,69	x	0,100	=	427,87	x	1,000	=	427,87
					1,000		4 278,69				4 278,69

IMPALCATO N.10 TRAVI Cacc — CASO 1 CAMPATA CARICA TOT 100%

N. travi	di		N =	2 111,89 kN		Mtrasv =	2 380,80 kNm		e trasv =	1,13 m	
	m		kN		r(i)		kN		f(i)		kN
10	5,49	trave nr. 1	2 111,89	x	0,150	=	317,63	x	1,000	=	317,63
10	4,27	trave nr. 2	2 111,89	x	0,139	=	293,98	x	1,000	=	293,98
10	3,05	trave nr. 3	2 111,89	x	0,128	=	270,32	x	1,000	=	270,32
10	1,83	trave nr. 4	2 111,89	x	0,117	=	246,67	x	1,000	=	246,67
10	0,61	trave nr. 5	2 111,89	x	0,106	=	223,02	x	1,000	=	223,02
10	-0,61	trave nr. 6	2 111,89	x	0,094	=	199,36	x	1,000	=	199,36
10	-1,83	trave nr. 7	2 111,89	x	0,083	=	175,71	x	1,000	=	175,71
10	-3,05	trave nr. 8	2 111,89	x	0,072	=	152,05	x	1,000	=	152,05
10	-4,27	trave nr. 9	2 111,89	x	0,061	=	128,40	x	1,000	=	128,40
10	-5,49	trave nr. 10	2 111,89	x	0,050	=	104,74	x	1,000	=	104,74
					1,000		2 111,89				2 111,89

IMPALCATO N.10 TRAVI Cacc — CASO 1 CAMPATA CARICA 50%

N. travi	di		N =	1 672,52 kN		Mtrasv =	4 127,26 kNm		e trasv =	2,47 m	
	m		kN		r(i)		kN		f(i)		kN
10	5,49	trave nr. 1	1 672,52	x	0,210	=	351,78	x	1,000	=	351,78
10	4,27	trave nr. 2	1 672,52	x	0,186	=	310,77	x	1,000	=	310,77
10	3,05	trave nr. 3	1 672,52	x	0,161	=	269,77	x	1,000	=	269,77
10	1,83	trave nr. 4	1 672,52	x	0,137	=	228,76	x	1,000	=	228,76
10	0,61	trave nr. 5	1 672,52	x	0,112	=	187,76	x	1,000	=	187,76
10	-0,61	trave nr. 6	1 672,52	x	0,088	=	146,75	x	1,000	=	146,75
10	-1,83	trave nr. 7	1 672,52	x	0,063	=	105,74	x	1,000	=	105,74
10	-3,05	trave nr. 8	1 672,52	x	0,039	=	64,74	x	1,000	=	64,74
10	-4,27	trave nr. 9	1 672,52	x	0,014	=	23,73	x	1,000	=	23,73
10	-5,49	trave nr. 10	1 672,52	x	-0,010	=	-17,28	x	1,000	=	-17,28
					1,000		1 672,52				1 672,52

Si riporta la verifica degli appoggi tipo Elastofip High tutti modello EF-HIGH 300-30 per le n.4 campate come da tabella seguente.

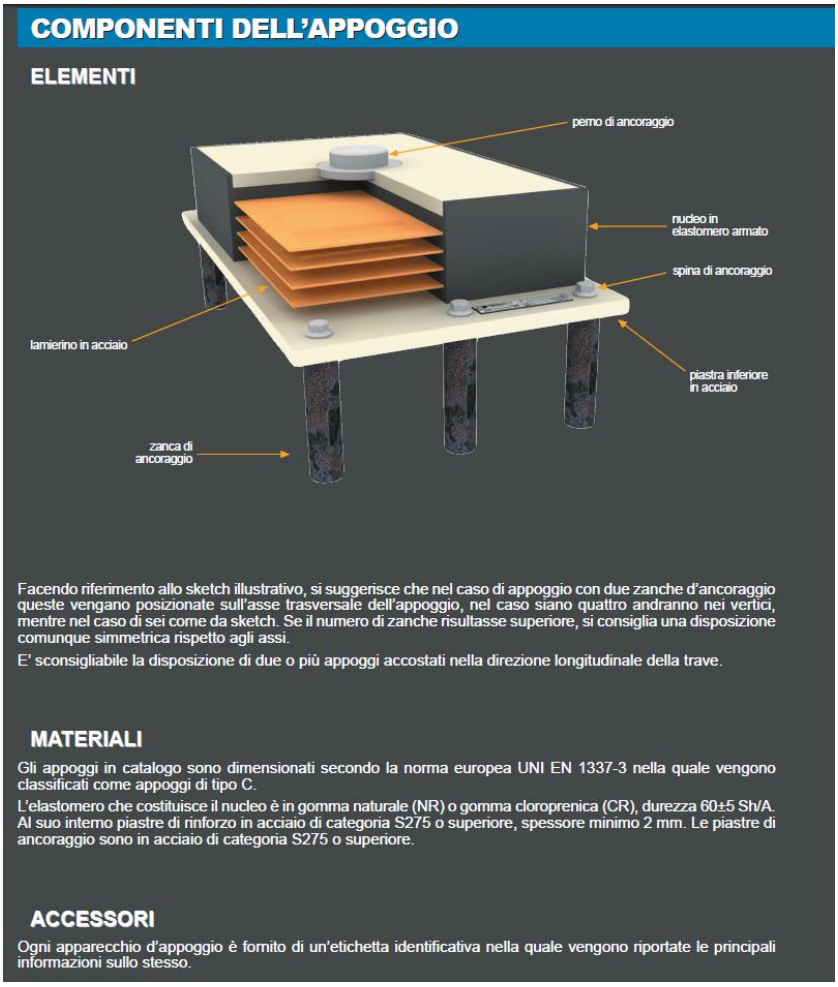
Spalla e pila – Appoggi

APPOGGI PER IMPALCATI - CARICHI MINIMI PER GLI APPARECCHI														
SLE														
OPERE	Φ_{tin} L_{min}	Φ_{tin} L_{max}	$(P_p+C_p)_{semi-impalcato}$ L_{min}[kN]	$(P_p+C_p)_{semi-impalcato}$ L_{max}[kN]	Stesa Carichiorizz.[m]	β -	N_{Pp+Cp} Singolo app[kN]	N_{Cacc_stat} Singolo app[kN]	Fren $_{long}$ [kN]	Vento $_{trasv}$ [kN]	$N_{precompress.}$ Singolo app[kN]	N_{tot} Singolo app[kN]	T_{trasv} Singolo app[kN]	T_{long} Singolo app[kN]
SPALLE E PILE FISSE	[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]											10	10	10
SP Fissa n.2 (32,08x1) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	32,08	1,0	427,87	351,78	446,62	185,26	0,00	779,65	18,53	44,66
P fissa n.3 (29,30x2) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	29,30	1,0	427,87	351,78	525,73	354,47	0,00	779,65	17,72	22,33
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Cacc_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione														
SLU														
OPERE	Φ_{tin} L_{min}	Φ_{tin} L_{max}	$(P_p+C_p)_{semi-impalcato}$ L_{min}[kN]	$(P_p+C_p)_{semi-impalcato}$ L_{max}[kN]	Stesa Carichiorizz.[m]	β -	N_{Pp+Cp} Singolo app[kN]	N_{Cacc_stat} Singolo app[kN]	C_{sisma} -	I -	$N_{precompress.}$ Singolo app[kN]	N_{tot} Singolo app[kN]	T_{trasv} Singolo app[kN]	T_{long} Singolo app[kN]
SPALLE E PILE FISSE	[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]											10	20	20
SP Fissa n.2 (32,08x1) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	32,08	1,0	427,87	351,78	0,689	1	0,00	1 052,53	294,80	294,80
P fissa n.3 (29,30x2) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	32,08	1,0	427,87	351,78	0,689	1	0,00	1 052,53	294,80	294,80
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Cacc_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione														

Rd = 300 kN > Sd = 294.80 kN

Le verifiche sono soddisfatte in base al catalogo della FIP.

Si riportano le caratteristiche degli appoggi impiegati da catalogo FIP:



EF
HIGH

SIGLA	F_{zd} kN	F_{xy} kN	v_{eq} mm	K_o kN/mm	K_v kN/mm	n n
	CARICO VERTICALE NOMINALE	MASSIMA FORZA ORIZZONTALE	DEFORMAZIONE EQUIVALENTE A Fxy	RIGIDEZZA ORIZZONTALE	RIGIDEZZA VERTICALE	NUMERO STRATI IN ELASTOMERO
EF 25-3	250	30	20,3	1,48	227	3
EF 50-5	500	50	20,8	2,40	610	3
EF 75-8	750	80	35,6	2,25	760	5
EF 100-10	1000	100	44,4	2,25	922	6
EF 125-13	1250	130	40,4	3,22	993	4
EF 150-15	1500	150	41,9	3,58	1195	4
EF 175-18	1750	180	47,9	3,94	1285	4
EF 200-20	2000	200	46,9	4,27	1464	4
EF 225-23	2250	230	46,7	4,92	1834	4
EF 250-25	2500	250	47,6	5,25	2023	4
EF 275-28	2750	280	43,8	6,40	1994	3
EF 300-30	3000	300	44,1	6,80	2193	3
EF 325-33	3250	330	48,9	6,75	2024	3
EF 350-35	3500	350	49,0	7,15	2217	3
EF 375-38	3750	380	53,6	7,08	2173	3
EF 400-40	4000	400	53,3	7,50	2387	3
EF 450-45	4500	450	57,0	7,89	2441	3
EF 500-50	5000	500	76,0	6,58	2323	4
EF 550-55	5500	550	79,2	6,95	2547	4
EF 600-60	6000	600	95,2	6,30	2577	5
EF 650-65	6500	650	98,3	6,62	2796	5
EF 700-70	7000	700	107,7	6,50	3261	6
EF 750-75	7500	750	125,0	6,00	3242	7
EF 800-80	8000	800	138,3	5,79	2849	7
EF 850-85	8500	850	149,5	5,68	3216	8
EF 900-90	9000	900	156,9	5,74	3177	8
EF 950-95	9500	950	175,9	5,40	3144	9
EF 1000-100	10000	1000	194,9	5,13	3126	10
EF 1100-105	11000	1050	192,5	5,45	3016	9
EF 1200-110	12000	1100	192,1	5,73	3295	9
EF 1300-115	13000	1150	191,7	6,00	3581	9
EF 1400-120	14000	1200	185,5	6,47	3515	8
EF 1500-125	15000	1250	192,9	6,48	3422	8
EF 1750-130	17500	1300	169,1	7,69	4167	7
EF 2000-135	20000	1350	175,0	7,71	4202	7

SPESSORE STRATI IN ELASTOMERO	NUMERO LAMIERINI IN ACCIAIO	SPESSORE LAMIERINI IN ACCIAIO	DIMENSIONI NUCLEO IN ELASTOMERO ARMATO	DIMENSIONI IN PIANTA PIASTRA INFERIORE IN ACCIAIO	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ZANCHE INFERIORI		INTERASSE TRASVERSALE ZANCHE	ALTEZZA TOTALE APPOGGIO	PESO APPOGGIO INCLUSI ANCORAGGI
t_i	n_s	t_s	a x b	X x Y	F_p	h_p	n_{zan}		i	H_{tot}	W
mm	*n*	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*	*n*	*tipo*	*mm*	*mm*	*kg*
7	2	2	150 x 230	170 x 320	55	15	2	1	275	60	14
7	2	2	200 x 280	220 x 370	55	15	2	1	325	60	22
8	4	2	250 x 400	270 x 490	55	15	2	1	445	83	42
8	5	2	300 x 400	320 x 490	55	15	2	1	445	93	53
11	3	2	350 x 450	370 x 540	55	15	4	1	495	88	69
11	3	2	350 x 500	370 x 590	55	15	4	1	545	88	76
12	3	2	350 x 600	370 x 690	55	15	4	1	645	92	91
12	3	2	350 x 650	370 x 780	55	15	2	2	715	97	110
12	3	2	350 x 750	370 x 880	55	15	2	2	815	97	126
12	3	2	350 x 800	370 x 930	55	15	2	2	865	97	133
15	2	2	400 x 800	420 x 930	80	17	4	2	865	92	148
15	2	2	400 x 850	420 x 980	80	17	4	2	915	92	157
17	2	2	450 x 850	470 x 980	80	17	4	2	915	98	178
17	2	2	450 x 900	470 x 1030	80	17	4	2	965	98	188
18	2	2	500 x 850	520 x 980	80	17	4	2	915	101	199
18	2	2	500 x 900	520 x 1030	80	17	4	2	965	101	210
19	2	2	500 x 1000	520 x 1130	80	17	4	2	1065	109	253
20	3	2	650 x 900	670 x 1090	80	17	2	3	995	131	321
20	3	2	650 x 950	670 x 1140	80	17	4	3	1045	136	369
20	4	2	700 x 1000	720 x 1190	80	17	4	3	1095	158	443
20	4	2	700 x 1050	720 x 1240	140	17	4	3	1145	158	463
18	5	2	650 x 1200	670 x 1390	140	17	4	3	1295	168	508
18	6	2	700 x 1200	720 x 1390	140	17	4	3	1295	188	578
20	6	3	750 x 1200	770 x 1390	140	17	4	3	1295	208	675
19	7	2	800 x 1200	820 x 1390	140	17	4	3	1295	216	704
20	7	3	850 x 1200	870 x 1390	140	17	4	3	1295	231	812
20	8	3	900 x 1200	920 x 1390	140	17	4	3	1295	254	911
20	9	3	950 x 1200	970 x 1390	140	17	4	3	1295	277	1015
22	8	3	1000 x 1200	1020 x 1390	140	17	4	3	1295	272	1037
22	8	3	1050 x 1200	1070 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1096
22	8	3	1100 x 1200	1120 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1147
24	7	3	1150 x 1200	1170 x 1390	200	20	6	3	1295	263	1156
25	7	3	1200 x 1200	1220 x 1390	200	20	6	3	1295	271	1219
25	6	4	1150 x 1300	1170 x 1490	200	20	6	3	1395	249	1250
25	6	4	1200 x 1250	1220 x 1440	200	20	6	3	1345	249	1256

12 VERIFICA BAGGIOLO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza. Il baggiolo in realtà è una striscia continua (a causa della pendenza trasversale) con dimensione minima 70 cm.

Si riporta la verifica del baggiolo per l'azione massima :

H x B = 70 x70 cm

h = 30 cm

As = ϕ20/20 cm

Staffe ϕ16/20 cm

C32/40

Nslu = 1053 kN

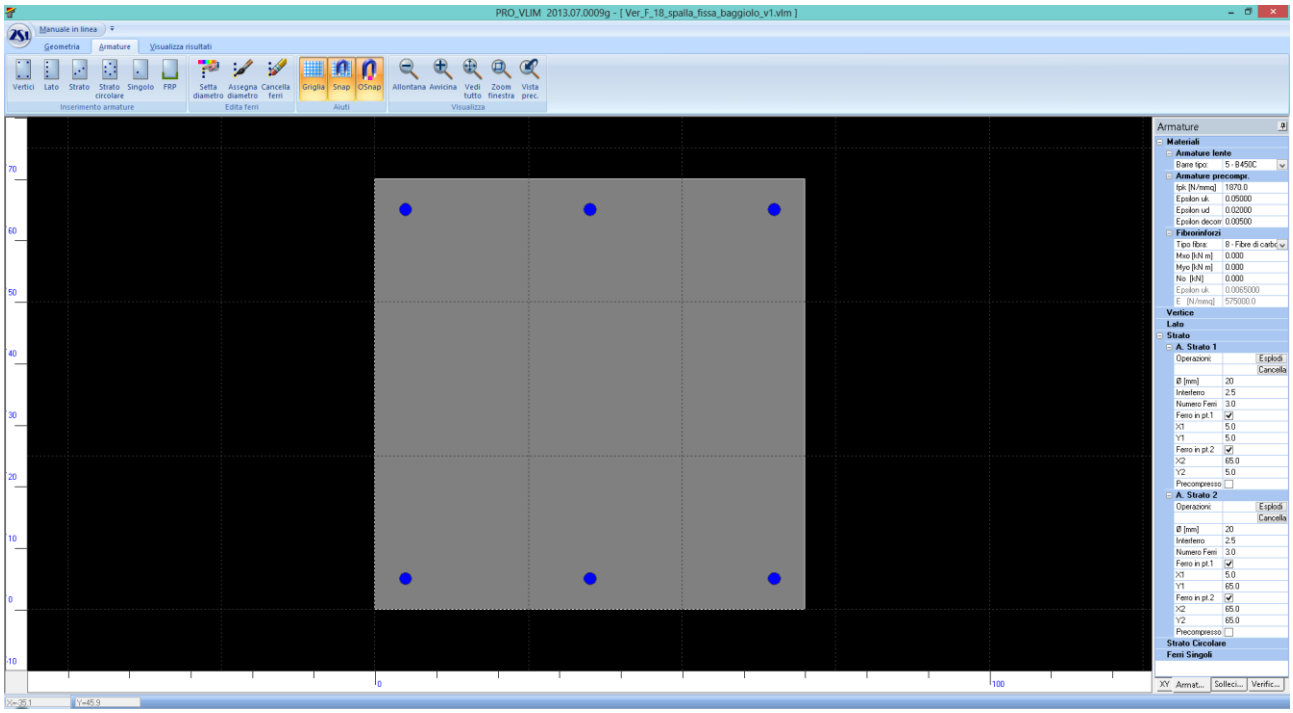
Hslu = 295 kN

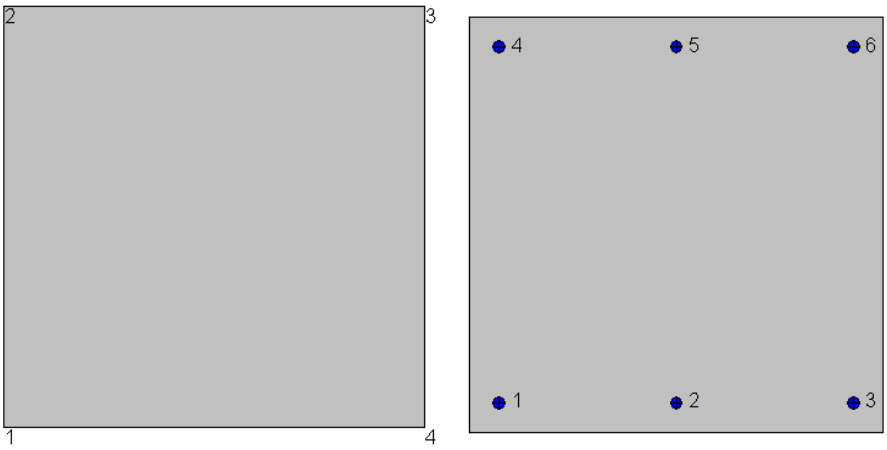
Mslu = Hslu x h = 88.50 kNm

Nsle = 780 kN

Msle = 65.50 kNm

Verifica presso-flessione :





Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	70,0
3	70,0	70,0
4	70,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	35,0	5,0	3,1	no
3	65,0	5,0	3,1	no
4	5,0	65,0	3,1	no
5	35,0	65,0	3,1	no
6	65,0	65,0	3,1	no

Normativa di riferimento:
D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

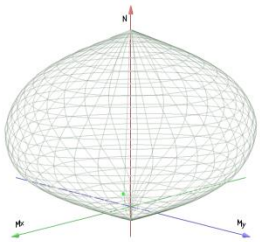
Note:
Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:
Calcestruzzo classe: C32/40
Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cmq
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cmq
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cmq
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cmq
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C
fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cmq
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cmq
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cmq

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cmq
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-737,6	0,0	0,0	Completamente tesa
9380,0	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	235,3	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-235,3	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	235,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-235,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
				M	9048,9	88,4	0,0	0,120	
				N	1052,9	543,0	0,0	0,160	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
1	1053,0	88,5	0,0	M	9048,9	88,4	0,0	0,120	OK
1	1053,0	88,5	0,0	N	1052,9	543,0	0,0	0,160	OK

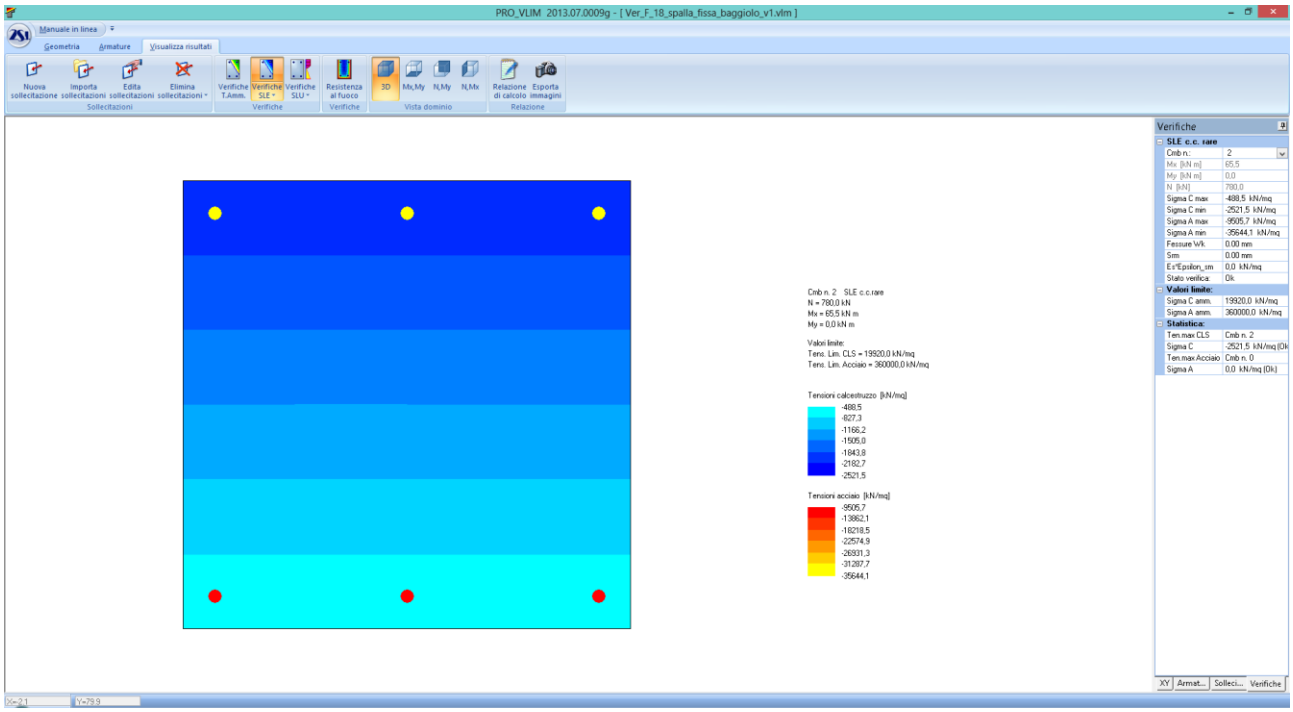
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 19920,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	65,5	0,0	780,0	-2521,5	0,13	-35644,1	0,10



Tensioni SLE

Verifica a taglio :

NTC 2008 - CALCESTRUZZO
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI

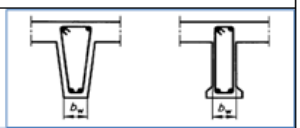
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm²		
	peso specifico:	kN/m³		
	tensioni e resistenze	N/mm²		
	momenti (flettente,ecc.)	kNm		
PESI SPECIFICI	γ = 24 kN/m³ (cls non armato)			
	γ = 25 kN/m³ (cls armato)			

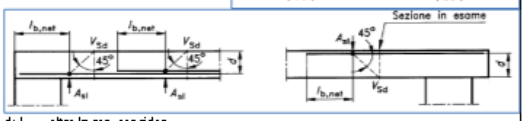
LEGENDA
123 dati da inserire
123 valori calcolati
valori notevoli
risultati verifiche

se $V_{Sd} \leq V_{Rd\ senza\ arm.}$ armat. minima a taglio
se $V_{Sd} \geq V_{Rd\ senza\ arm.}$ armat. a taglio tale che: $V_{Sd} \leq V_{Rd\ con\ arm.}$

Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{Sd} \leq V_{Rd\ senza\ arm.}$)

V_{Ed} [kN] =	261,15	<	V_{Rd} [kN] =	295,00	NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B450C				
Cls =	C32/40				
R_{ck} =	40,00	[N/mm²]			
f_{ck} =	32,00	[N/mm²]			
$f_{ck,005}$ =	2,12	[N/mm²]			
γ_c in uso =	1,50				
V_{Rd} [kN] =	261,15	[kN]		247,31	[kN]
v_{min} =	0,38				
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,55		≤ 2	1,55	2
ρ=	0,0034	[puro]	≤ 0,02	0,0034	0,02
A_{sl} =	1 570	[mm²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di d+$l_{b,net}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez.consid.) (EC2)		
b_w =	700,00	[mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace		
σ_{cp} =	1,02	[N/mm²]	N_{ed}/A_c	1,02	4,426666667
N_{Ed} =	500,00	[kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)		
A_c =	490 000	[mm²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)		
d =	660	[mm]	altezza utile sezione		
h=	700	[mm]	altezza sezione		
b=	700	[mm]	base sezione		
c=	40	[mm]	copriferro		





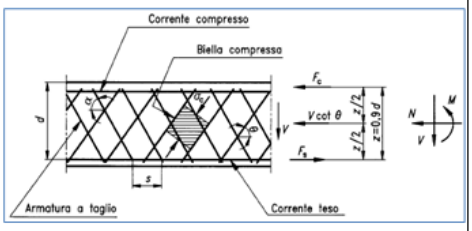
Elementi che richiedono armatura a taglio ($V_{Sd} \geq V_{Rd\,senza\,arm.}$)

V_{Rcd} =	2406,83	[kN]			
f_{cd} =	22,13	[N/mm²]	resistenza a compressione del cls per il taglio		
b_w =	700,00	[mm]	spessore minima anima continua in altezza		
α =	90	° rad	1,57	angolo inclin. delle staffe	
cotα =	0	[puro]			
θ =	45	° rad	0,79	angolo inclin. bielle compresse	
cotθ =	1,00	1	< cotθ <	2,5	VERIFICATO

α_c =	1	per membrature non compresse
	1,05	per $0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
	1,25	per $0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{cd}$
	2,38	per $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$
α_c =	1,05	

Staffe

	1		0:no 1:sì	
$V_{Rsd\,sp}$ =	1168,34	[kN]	Taglio resistente staffe	
A_{sw-tot} =	1005	[mm²]	Area complessiva staffe	
s_w =	200	[mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
f_{yd} =	391,30	[N/mm²]	f_{yd} acciaio tipo B450C	
Φ_{staffe} =	16	[mm]	Diametro staffe	
n_{bracci} =	5	[puro]	n. bracci verticali	
ω_{sl} =	201,06	[mm²]	Area singolo braccio di staffa	
f_{yk} =	450	[N/mm²]	acciaio tipo B450C	
γ_s in uso =	1,15	NTC 2008		
Δ =	1000	[mm]	lunghezza tratto da armare	
n_{sl} =	5,00	[puro]	n°staffe a taglio nel tratto	



Ferri piegati

	0		0:no 1:sì	
$V_{Rsd\,fp}$ =	0,00	[kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	
A_{sw-fp} =	402	[mm²]	Area complessiva ferri piegati	
s_{fp} =	1000	[mm]	passo ferri piegati in senso long.	
$f_{yd\,sl}$ =	391,30	[N/mm²]	f_{yd} dell'acciaio dei ferri piegati	
$\Phi_{ferri\,piegati}$ =	16	[mm]	Diametro ferri piegati	
n_{fp} =	2	[puro]	n. ferri piegati	
ω_{sl} =	201	[mm²]	Area diam. singolo ferro piegato	
f_{yk} =	450	[N/mm²]	acciaio tipo B450C	
γ_s in uso =	1,15			
Δ =	1000	[mm]	lunghezza tratto da armare	
α_{s-fp} =	45	0,7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati	
V_{Rsd} =	1168,34	[kN]		

V_{Rd} [kN] =	1168,34	>	V_{Ed} [kN] =	295,00	VERIFICATO

Verifica armatura trasversale minima

A_{sw} =	5027	[mm²]	area armatura a taglio sulla lunghezza Δ		Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio
$A_{sw\,min}$ =	1050	mm²/m		VERIFICATO	deve essere costituita da staffe. VERIFICATO

Verifica passo staffe

s_w =	200	[mm]	passo staffe	
s_{sl-max} =	528	[mm]	passo minimo staffe	VERIFICATO
n_{sl} =	5	[puro]	n. staffe nel tratto (n_{min}=3)	VERIFICATO

Risulta Sd < Rd e le verifiche sono soddisfatte.

13 VERIFICA RITEGNO SISMICO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza.

Si riporta la verifica del ritegno sismico più sollecitato :

H x B = 40 x150 cm

As = ϕ20/10 cm su 2 strati = 2x(15+15 ϕ 20)

Staffe ϕ16/20 cm

C32/40

B450C

Hslu = 295 kN

Hslu_tot = 295 kN x 10 = 2950 kN

Si verifica a taglio la sola armatura verticale a favore di sicurezza :

$\tau_s = \frac{4}{3} \cdot \frac{T \cdot 100}{n \cdot A_{\phi 20}}$ = 2087 daN/cmq < τ_{s_lim} = 4500/1.15/3^0.5 = 2259.20 daN/cmq

Risulta Sd < Rd e le verifiche sono soddisfatte.

14 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Si riporta la verifica di capacità portante con fondazione profonde.

Si rimanda all'allegata relazione geotecnica per una trattazione completa.

<u>Spalla L=34.00 m</u>

N_{SLU_max} = 4044.00 kN

N_{Rd} = 5677.71 kN

N_{SLV_max} = 6519 kN

N_{Rd_sisma} = 6605 kN

VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

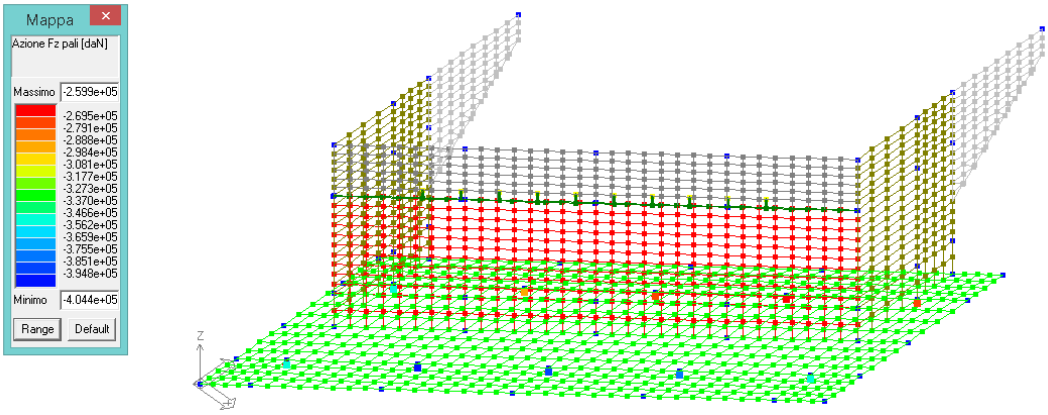
n. rif. prova	CPTU 9	
quota falda	**17,000**	m
Qs portanza laterale non fattorizzata	9008,4	KN
Qs *portanza laterale fattorizzata con ξ in funz. N° verticali	5811,8	KN
Qs **portanza laterale fattorizzata con ξ e con γ s fattore riduttivo dell	5053,8	KN
Qp portanza di punta non fattorizzata	4855,5	KN
Qp* portanza di punta fattorizzata con ξ in funz. N° verticali	3132,6	KN
Qp** portanza di punta fattorizzata con ξ e con γ p fattore riduttivo del	2320,4	KN
R tot portanza totale non fattorizzata	13863,9	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con ξ e γs e γp	7374,2	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con ξ e γs e γp meno il peso del palo	6605,1	KN

SLV sisma

SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE
27	27	incoerente (ghiaia sabbiosa)	6235,54	2774,43	2407,27	913,57	650,33	3037,68	Qp mediata con strato inferore coesivo dist 1,2 m
29	29	cosivo (limo argilloso)	6901,83	3070,89	1631,08	619,01	684,26	3005,64	Qp dello strato coesivo
30	30	non voesivo/cosivo (limo argilloso)	7174,04	3192,01	1695,55	643,47	701,22	3134,26	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo
31	31	incoerente (ghiaia sabbiosa)	7462,35	3320,29	2048,04	777,25	718,19	3379,35	con penetrazione di 0,4m nello strato incoerente
35	35	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9548,10	4248,32	5837,68	2215,44	786,05	5677,71	con penetrazione di 4,4m < 10 D nello strato incoerente

SLU



Nmax SLU (daN)

Pila L=29.00 m

N_{SLU_max} = 4261.00 kN

N_{Rd} = 4958.08 kN

N_{SLV_max} = 4261 kN

N_{Rd_sisma} = 4523 kN

VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

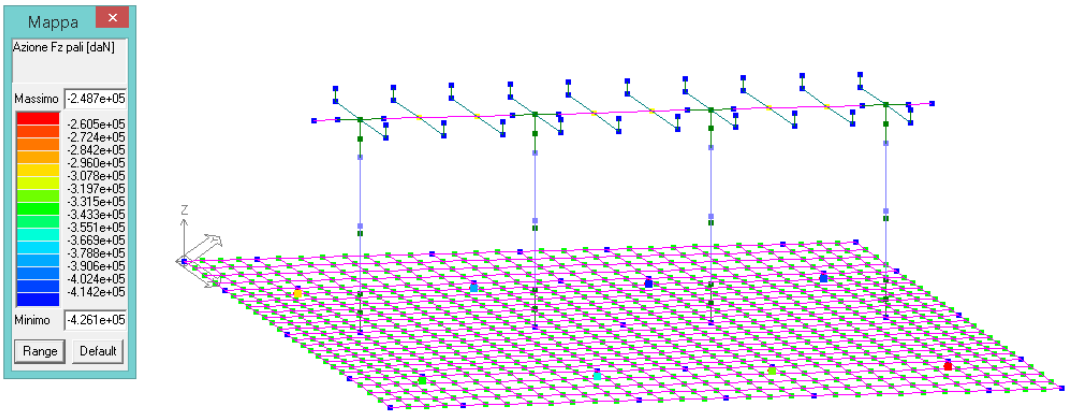
n. rif. prova	CPTU 9	
quota falda	**17,000**	m
Qs portanza laterale non fattorizzata	7409,4	KN
Qs *portanza laterale fattorizzata con ξ in funz. N° verticali	4780,3	KN
Qs **portanza laterale fattorizzata con ξ e con γ s fattore riduttivo dell	4156,7	KN
Qp portanza di punta non fattorizzata	2152,4	KN
Qp* portanza di punta fattorizzata con ξ in funz. N° verticali	1388,6	KN
Qp** portanza di punta fattorizzata con ξ e con γ p fattore riduttivo del	1028,6	KN
R tot portanza totale non fattorizzata	9561,8	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con ξ e γs e γp	5185,4	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con ξ e γs e γp meno il peso del palo	4523,7	KN

SLV sisma

SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE
27	29	cosivo (limo argilloso)	6848,88	3047,33	1631,08	619,01	684,26	2982,08	Qp dello strato coesivo a 0,6 dal coerente
29	31	cosivo (limo argilloso)	7121,09	3168,45	1705,27	647,16	718,19	3097,43	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo
30	32	non voesivo/cosivo (limo argilloso)	7912,53	3520,59	2822,69	1071,23	735,15	3856,67	con penetrazione di 1,4m < 10 D nello strato incoerente
31	33	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8427,86	3749,88	3678,91	1396,17	752,12	4393,94	con penetrazione di 2,4m < 10 D nello strato incoerente
32	34	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8955,40	3984,61	4591,62	1742,55	769,08	4958,08	con penetrazione di 3,4m < 10 D nello strato incoerente

SLU



Nmax SLU (daN)

Risulta Sd < Rd e le verifiche sono soddisfatte.

Verifica Cedimenti palificata in gruppo

Il calcolo dei cedimenti del terreno, in corrispondenza delle opere oggetto di studio dotate di fondazioni profonde, realizzate mediante palificate sotto le pile e le spalle, è stato effettuato seguendo due metodi di calcolo uno "empirico" ed uno "equivalente"; si è poi effettuato un confronto fra i valori ottenuti dall'applicazione dei due metodi e si è utilizzato per la verifica il valore del cedimento più elevato.

I due metodi consistono:

- Il primo nell'effettuazione di un calcolo empirico di massima del cedimento del singolo palo da cui successivamente, per estrapolazione, si è calcolato il cedimento del gruppo di pali;
- il secondo nell'utilizzo del metodo delle equivalenze.

Infatti per calcolare i cedimenti di un gruppo di pali di una palificata si seguono due strade differenti in funzione delle dimensione della proiezione in pianta della fondazione rispetto alla lunghezza dei pali. In pratica poichè la palificata può essere di piccole o di grandi dimensioni, ossia nel primo caso la lunghezza ed il numero dei pali risultano elevati rispetto alla dimensione in pianta della palificata, nel secondo caso la lunghezza dei pali è ridotta rispetto alle dimensioni della pianta della palificata, si hanno due distinti metodi di calcolo.

Nel caso di palificata piccola lo stato tensionale indotto dal carico nel terreno al di sotto della fondazione risulta ridotto rispetto a quello che verrebbe generato da una fondazione diretta avente dimensioni uguali a quella della palificata, pertant,o per il calcolo dei cedimenti, si procede calcolando il cedimento caratteristico del palo isolato e riportandolo (metodo empirico) al gruppo di pali.

Nel caso di palificata estesa, invece, si fa riferimento al concetto di "fondazione equivalente" in quanto lo stato tensionale indotto nel terreno risulta molto simile a quello che verrebbe generato da una fondazione diretta, avente le stesse dimensioni della palificata, e posta ad una profondità pari a:
1- L (essendo L la lunghezza del palo) se il terreno presenta un substrato portante ghiaioso sabbioso;
2- (2/3)L se il terreno presente è incoerente o limoso ma non presenta un substrato portante ghiaioso sabbioso;
3- L ma con una dimensione maggiorata della base di fondazione se il terreno è argilloso molle o compatto; nel primo caso (argilla compatta) si tiene conto di un'inclinazione della distribuzione tensionale di 4/1 e nel secondo 10/1 (argilla molle).

Nel caso in esame poiché si verifica un caso di fondazione intermedia, si è scelto, a favore di sicurezza, di calcolare il cedimento con entrambi i metodi e di confrontare con il cedimento ammissibile il valore di cedimento più alto ottenuto dai due metodi.

Vediamo i due metodi in dettaglio.

Metodo empirico:

il metodo consiste nel calcolare anzitutto il cedimento del singolo palo mediante l'applicazione della formula empirica di Meyerhof:

$$w = \frac{(D \cdot Q_{eserc})}{(\lambda \cdot R_{tot})}$$

in cui w rappresenta il cedimento del singolo palo, D il diametro del palo, Q_{eserc} il carico di esercizio (in condizioni SLE) applicato sul palo, R_{tot} la portanza complessiva del palo non fattorizzata e λ un valore tabellato in funzione della tipologia di palo:

Tipo di palo	Terreno	Valore di λ
Battuto	Incoerente Coesivo	60 120
Trivellato	Incoerente Coesivo	40 100
Trivellato pressato	Incoerente Coesivo	50 110

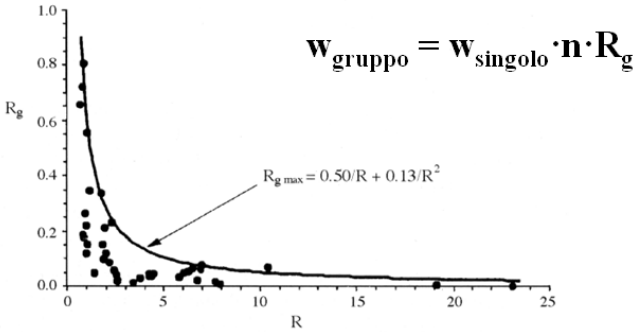
Nei casi esaminati, trattandosi di pali trivellati in terreni misti, con un'alternanza di terreni coesivi ed incoerenti, si è scelto di assumere un valore di λ intermedio più a favore di sicurezza ossia $\lambda = 60$.

A partire da tale valore si è calcolato il cedimento del gruppo di pali mediante la formula di Mandolini:

$$w_{gruppo} = w_{sing} \cdot Rg \cdot n$$

In cui il fattore correttivo Rg viene determinato in funzione di R mediante il diagramma seguente (metodo di Mandolini):

Metodo empirico (Mandolini et Al., 1997)



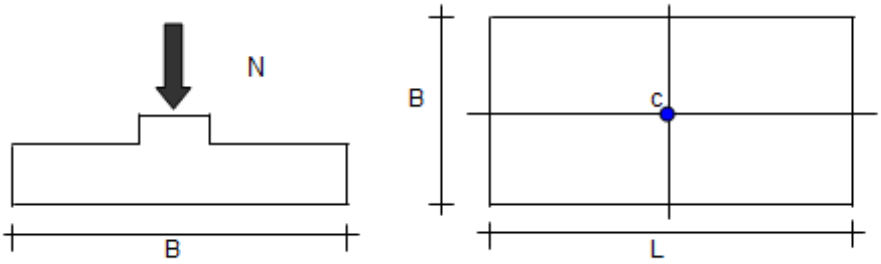
In cui $R = \sqrt{\left(\frac{n \cdot s}{L}\right)}$ "è il modified aspect ratio" essendo n il numero dei pali della palificata, s l'interasse dei pali ed L la lunghezza dei pali della palificata; oppure, in modo un po' più approssimativo, mediante la formula:

$$R_g = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{R} + \left(\frac{0{,}13}{R^2}\right)$$

Metodo delle equivalenze:

Considerando la palificata estesa, si è fatto riferimento al concetto di "fondazione equivalente". Poiché in quasi tutte le opere la stratigrafia del terreno risulta caratterizzata da una forte alternanza di strati coesivi e incoerenti senza la presenza un substrato portante si è utilizzata come profondità della fondazione 2/3 la Lunghezza del palo.

Si è quindi valutata la stratigrafia del terreno presente al di sotto di tale profondità e, per ogni strato di essa, si è calcolato il corrispondente valore del modulo elastico del terreno (a partire dai valori di resistenza alla punta qc ottenuti strato per strato dalle prove geotecniche penetrometriche statiche) ed il valore del coefficiente di Poisson.



Successivamente si è potuto calcolare il cedimento della fondazione equivalente mediante foglio di calcolo excel in funzione della teoria di H. G. Poulos E.H. Davis, ricorrendo ai seguenti dati di imput:

1. dimensione della fondazione:

larghezza B
lunghezza L

2. carico totale di esercizio applicato sulla fondazione N in KN

3. stratigrafia al di sotto dei 2/3 L metri, indicando per ogni strato il valore del modulo elastico E del terreno ed il coefficiente di Poisson.

Le relazioni utilizzate nel calcolo sono le seguenti:

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma zi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))+((L/2)(B/2)z)/R_3)(1/R_1^2+1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma xi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))-((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma yi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))-((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2))$$

$$R1 = ((L/2)^2+z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2+z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2+(B/2)^2+z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma zi - \nu i(\Delta\sigma xi+\Delta\sigma yi))\Delta zi/Ei)$$

Infine sono stati calcolati i cedimenti differenziali.
Generalmente se la dimensione minore in pianta della fondazione (B) è dell'ordine di alcuni metri (tipicamente 5 m ≤ B ≤ 15 m) ed è minore della lunghezza L dei pali (B/L < 1) la rigidezza flessionale della piastra di fondazione può risultare molto elevata, (ed in genere si tende appunto a realizzare tale condizione) pertanto i cedimenti differenziali risultano assai ridotti e possono essere trascurati.
Il metodo di calcolo adoperato per la loro determinazione è quello di Mandolini:

Metodo empirico (Mandolini et Al., 1997)

Cedimento differenziale

$$R_{ds} = \frac{\Delta w}{w_{gruppo}}$$

$$R_{ds,max} = 0.36 \cdot R^{0.32}$$

Cedimenti assoluti e differenziali ammissibili

Dopo avere stimato l'entità dei cedimenti di una fondazione superficiale occorre valutarne l'ammissibilità.
Il problema è molto complesso per i seguenti motivi:
- Innanzitutto l'entità e la distribuzione del carico trasmesso dalla fondazione al terreno non sono affatto certe, sia perché possono variare nel tempo sia perché dipendono dall'interazione terreno – fondazione – struttura in elevazione.
- Occorre poi considerare che una parte del cedimento può essere dovuto a cause diverse dal carico trasmesso dalla fondazione, in primo luogo dai carichi trasmessi da fondazioni vicine, appartenenti o meno allo stesso complesso strutturale, poi dalle oscillazioni di falda, dal rigonfiamento e/o dal ritiro dei terreni argillosi, da movimenti franosi, dallo scavo di una galleria a piccola profondità, da vibrazioni etc..
- A tutto ciò si aggiunge l'incertezza della stima dei cedimenti, legata sia al modello geotecnico, necessariamente semplificato, sia al metodo di calcolo.

Pertanto, in seguito a tali premesse, i cedimenti delle varie palificate, risultanti dai calcoli, possono essere considerati compatibili con le tipologie di struttura da realizzarsi tenendo conto di limiti (pari 6 -10 % del Diametro del palo) imposti dal buon senso.

infatti:

D=120 cm $\longrightarrow$ w = 4,68 cm < 7,2 -12 cm.

Vediamo ora nel dettaglio il calcolo effettuato per ogni opera:

PONTE SU SP 27 – OPERA C - PILA

Metodo empirico:

Diametro palo D (cm)	120
Qs (KN)	6901,83
Qb (KN)	1631,08
Ppalo (KN)	684,255
Rtot (KN) Portanza tot palo SLE (coeff 1)	7848,66

n = 8

s = 3,6 $\longrightarrow$ w_{palo} = 0,64 cm $\longrightarrow$ $w_{palificata}$ = 3,23 cm e δ = 0,36 cm

L = 29 m

Metodo delle equivalenze:

Essendo la lunghezza dei pali L = 29 m, la profondità del piano di posa della fondazione equivalente risulta a 19,33 metri dal Piano Campagna e la stratigrafia è la seguente:

stratigrafia	Profondità inferiore (m)	h strato	ϕ'k	cu (KN/m2)	γsat (KN/m3)
limo sabbioso	21,90	2,57	19,00	110,00	20,30
ghiaia in matrice sabbiosa	23,50	1,60	33,00		21,00
limo sabbioso	24,40	0,90	20,00	60,00	20,10
ghiaia in matrice sabbiosa	28,20	3,80	34,00		22,00
limo sabbioso - argilloso	30,60	2,40	18,00	97,50	20,05
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00	10,00	34,00		22,00

pertanto, calcolati i moduli elastici ed i coefficienti di Poisson ed inserendo le dimensioni della fondazione ed il carico applicato N:

B = 6,00 m
L1 = 18,79 m
N = 20040 KN

si sono ottenuti i seguenti cedimenti strato per strato e complessivi:

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δzi	E	ν	δci
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m²)	(-)	(cm)
1	limo sabbioso	2,57	0,0	2,6	0,3	10.250,00	0,30	**2,96**
2	ghiaia in matrice sabbiosa	1,60	2,6	4,2	0,3	128.400,00	0,39	**0,12**
3	limo sabbioso	0,90	4,2	5,1	0,4	9.250,00	0,30	**0,68**
4	ghiaia in matrice sabbiosa	3,80	5,1	8,9	0,4	134.800,00	0,38	**0,20**
5	limo sabbioso - argilloso	2,40	8,9	11,3	0,4	7.875,00	0,30	**1,38**
6	ghiaia in matrice sabbiosa	10,00	11,3	21,3	0,5	127.200,00	0,38	**0,192**

δ_{ctot} = **5,52** (cm)

essendo 5,52 > 3,23 si è confrontato il cedimento 5,52 con il valore del cedimento ammissibile di 7,2 – 12 cm **VERIFICATO**

PONTE SU SP 27 – OPERA C - SPALLA

Metodo empirico:

Diametro palo D (cm)	120
Qs (KN)	9008,35
Qb (KN)	4855,51
Ppalo (KN)	769,08
Rtot (KN) Portanza tot palo SLE (coeff 1)	13094,79

$$\begin{cases} n = 10 \\ s = 3{,}6 \\ L = 34 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow w_{palo} = 0{,}38 \text{ cm} \longrightarrow w_{palificata} = 2{,}29 \text{ cm e } \delta = 0{,}36 \text{ cm}$$

Metodo delle equivalenze:

Essendo la lunghezza dei pali L = 34 m, la profondità del piano di posa della fondazione equivalente risulta a 22,67 metri dal Piano Campagna e la stratigrafia è la seguente:

stratigrafia	Profondità inferiore (m)	h strato	ϕ'k	cu (KN/m2)	γsat (KN/m3)
ghiaia in matrice sabbiosa	23,50	0,83	33,00		21,00
limo sabbioso	24,40	0,90	20,00	60,00	20,10
ghiaia in matrice sabbiosa	28,20	3,80	34,00		22,00
limo argilloso	29,60	1,40	17,00	95,00	20,00
limo sabbioso	30,60	1,00	19,00	100,00	20,10
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00	10,00	34,00		22,00

pertanto, calcolati i moduli elastici ed i coefficienti di Poisson ed inserendo le dimensioni della fondazione ed il carico applicato N:

$$\begin{cases} B = 6{,}00 \text{ m} \\ L1 = 20{,}27 \text{ m} \\ N = 24600 \text{ KN} \end{cases}$$

si sono ottenuti i seguenti cedimenti strato per strato e complessivi:

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δzi	E	ν	δci
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m²)	(-)	(cm)
1	ghiaia in matrice sabbiosa	0,83	0,0	0,8	0,3	128.400,00	0,39	**0,07**
2	limo sabbioso	0,90	0,8	1,7	0,3	9.250,00	0,30	**1,34**
3	ghiaia in matrice sabbiosa	3,80	1,7	5,5	0,4	134.800,00	0,38	**0,30**
4	limo argilloso	1,40	5,5	6,9	0,4	8.800,00	0,35	**1,52**
5	limo sabbioso	1,00	6,9	7,9	0,4	8.500,00	0,30	**0,68**
6	ghiaia in matrice sabbiosa	10,00	7,9	17,9	0,5	127.200,00	0,38	**0,3241**

δ_{ctot} = **4,22** (cm)

essendo 4,22 > 2,29 si è confrontato il cedimento 4,22 con il valore del cedimento ammissibile di 7,2 – 12 cm **VERIFICATO**

I cedimenti sono verificati.

Verifica a Liquefazione

Si ritiene, data la natura dei terreni e delle strutture in oggetto, che i terreni interessati dalle opere non siano sensibili al fenomeno della liquefazione.

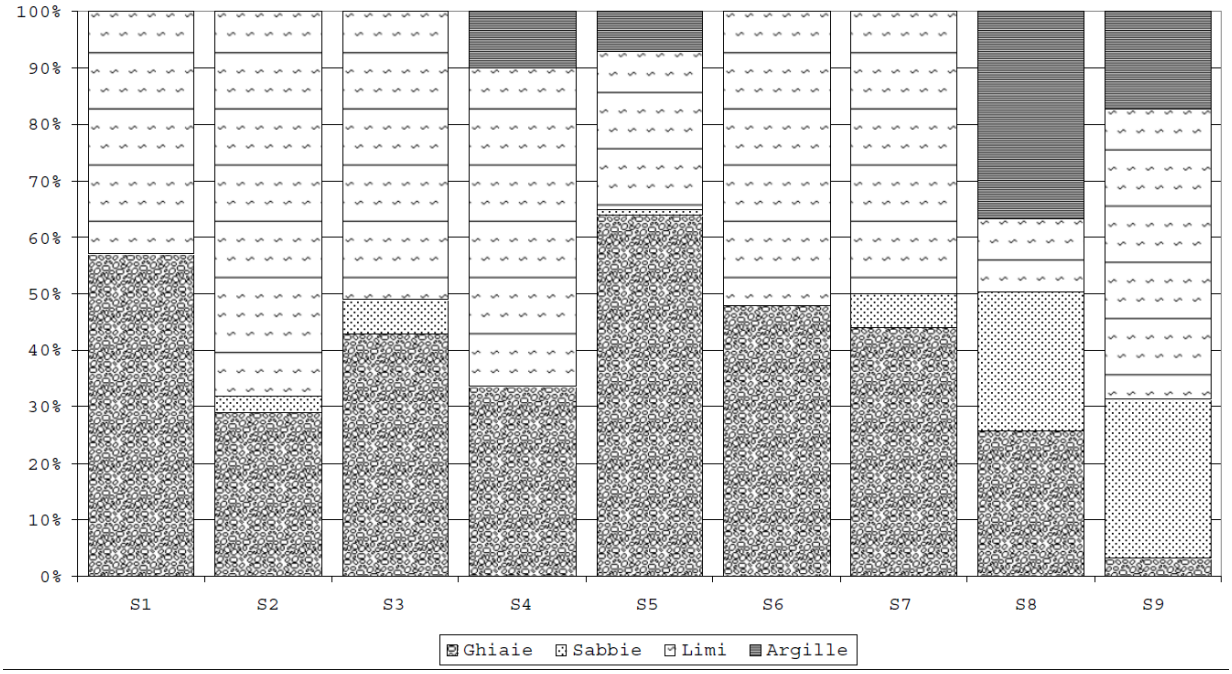
VIADOTTO ROTATORIA SP 27

Prova S6:
Falda = -17.0 m
Frazione limo-argillosa = 50 %
a_{gmax} = 0.22 g
N. colpi SPT_{min} = 20
$\gamma_{terreno}$ = 19 kN/mc

CPTU n. 9 e 10 – SONDAGGIO n. 6 – OPERA C – ponte a tre campate sulla SP 27

CPTU n 9 – S 6	falda - 17 dal P.C.			
stratigrafia	**Quota finale strato (m)**	**cu_k (KN/m2)**	**γ - γ sat (KN/m3)**	φ'_k
sabbia	1,00		20,6	32,58
sabbia debolmente limosa	1,80		20,7	30,27
limo sabbioso	2,60	128,09	20,47	26,23
limo argilloso	3,80	114,68	19,4	24,69
limo fortemente argilloso	4,40	116,59	19,38	23,35
ghiaia in matrice limo sabbiosa	7,80		20,32	35,13
limo con argilla	12,40	120,00	19	18,00
ghiaia in matrice limo sabbiosa	15,00		21,1	36,00
limo argilloso	18,60	126,00	19,2	16,00
limo sabbioso	21,90	110,00	20,3	19,00
ghiaia in matrice sabbiosa	23,50		21	33,00
limo sabbioso	24,40	60,00	20,1	20,00
ghiaia in matrice sabbiosa	28,20		22	34,00
limo argilloso	29,60	95,00	20	17,00
ghiaia in matrice sabbiosa	30,00		21,5	33,00
limo sabbioso	30,60	100,00	20,1	19,00
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00		22	34,00

Distribuzione granulometrica



Dalla verifica secondo “Seed e Idriss” si ha:

Immissione Dati	
Profondità di calcolo (m)	20
Profondità della falda dal p. c. (m)	17
Peso di volume del terreno (t/mc)	19
Numero di colpi SPT o SCPT	20
Frazione argillosa (%)	50
Accelerazione sismica massima (g)	0.21

Calcola

Risultati	
Pressione totale del terreno (kg/cmq)	38,00
Pressione efficace del terreno (kg/cmq)	37,70
Fattore correttivo per la frazione argillosa (%)	9,00
Numero di colpi standard corretto Na	9,8854
Resistenza alla liquefazione (R)	0,1316
Sforzo di taglio normalizzato (T)	0,0963
Coefficiente di sicurezza (Fs = R / T)	1,3661

Il deposito non è liquefacibile

Si conclude che i terreni interessati dalle opere non sono liquefacibili.

15 CONCLUSIONI

Le analisi svolte mediante modellazione agli elementi finiti secondo la normativa tecnica *D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni,* mostrano la possibilità di adottare tale tipo di soluzione strutturale.

Come detto in premessa, le strutture saranno realizzate in opera in conglomerato cementizio armato, e dovranno avere quantitativo di armatura almeno pari a quanto indicato in seguito:

SPALLA	**Incidenza armatura (daN/m^3)**
1 – Pali ϕ1200 mm	170
2 – Plinto s=150 cm	80
3 – Elevazione s=150 cm	90
4 – Muri di risvolto s=75 cm	100
5 – Orecchio s=50 cm	120
6 – Paraghiaia s=30 cm	90
7 – Baggioli	200
8 – Ritegni sismici	200

PILA	**Incidenza armatura (daN/m^3)**
1 – Pali ϕ1200 mm	120
2 – Plinto s=150 cm	80
3 – Elevazione ϕ130 cm	120
4 – Pulvino s=120 cm	160
5 – Baggioli	200
6 – Ritegni sismici	200

A seguire si riportano i tabulati di calcolo e la validazione del software impiegato.

Spalla fissa

Per i tabulati si faccia riferimento al supporto informtatico allegato.

Pila fissa

Per i tabulati si faccia riferimento al supporto informtatico allegato.

Validazione software PROSAP

Seguono i certificati di validazione dei software indicati nella relazione, in conformità alle disposizioni contenute nel paragrafo 10.2 del D.M 14/01/2008.

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP PROfessional SAP riguardante l'affidabilità del codice (D.M. 14/01/2008 - Paragrafo 10.2)

Dichiarazione affidabilità

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo
Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Autore-Produttore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Affidabilità dei codici

- Inquadramento teorico della metodologia
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici.
L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).
Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- **Elemento tipo TRUSS (asta)***
- **Elemento tipo BEAM (trave)***
- **Elemento tipo MEMBRANE (membrana)***
- **Elemento tipo PLATE (piastra-guscio)***
- **Elemento tipo BRICK (solido)***
- **Elemento tipo BOUNDARY (molla)***
- **Elemento tipo STIFFNESS (matrice di rigidezza)**

*** anche non linare**

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità
2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.
E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: "http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm"

- Filtri di autodiagnostica
Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione.
Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

Garanzia di qualità

Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001.
Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.
In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:
- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;
- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.
Nella produzione del solutore fem 2S.I. implementa componenti sviluppati da Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:
http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap quaderni/Affidabilita/benchmarks_e_sap.zip

2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.

P.tta Schiatti, 8 - 44121 Ferrara (FE)
Tel. 0532/20.00.91 - Fax 0532/20.00.86 - www.2si.it - info@2si.it

Rev. n. 4 del 07/10/2010

PRO_SAP
PROfessional Structural Analysis Program