

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA FIUMEFREDDO–GIAMPILIERI

Lotto 1: Fiumefreddo (i) – Taormina (i) / Letojanni

OPERE PRINCIPALI - PONTI E VIADOTTI

Relazione di calcolo spalla lato Fiumefreddo (SpA)

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS2S 01 D 09 CL VI0204 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	Seteco	Gen. 2018	A. Ferri	Gen. 2018	F. Carlésimo	Gen. 2018	A. Vittozzi	Gen. 2018

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dot. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783

INDICE

1	PREMESSA	5
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	5
3	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	11
4	MATERIALI	11
4.1	CALCESTRUZZO	11
4.2	ACCIAIO PER STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO	12
5	ANALISI DELLE STRUTTURE E CODICI DI CALCOLO.....	12
6	GEOMETRIA DELLE SPALLE E SISTEMA DI RIFERIMENTO	13
7	CARATTERISTICHE DEL TERRENO A TERGO DELLA SPALLA.....	15
8	ANALISI DEI CARICHI	16
8.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI (G1 E G2)	16
8.2	CARICHI DA TRAFFICO VERTICALI	18
8.3	CARICHI ORIZZONTALI DA TRAFFICO (FRENATURA/AVVIAMENTO, SERPEGGIO).....	19
8.4	AZIONI CLIMATICHE (VENTO).....	20
8.5	AZIONE SISMICA (E)	21
8.6	RIEPILOGO DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	24
8.7	SPINTA STATICA DEL TERRENO	25
8.8	SPINTA STATICA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE (BALLAST)	27
8.9	SOVRASPINTA SISMICA	30
8.10	FORZE INERZIALI DOVUTE AL SISMA.....	32
9	COMBINAZIONE DEI CARICHI	34
9.1	COEFFICIENTI PER LE COMBINAZIONI DI CARICO – SLU.....	37
9.2	COEFFICIENTI PER LE COMBINAZIONI DI CARICO – SISMA	40
9.3	COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI - SLE	49
10	SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONI	53

11	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE.....	59
11.1	REAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE.....	59
11.2	MODELLO DI CALCOLO LONGITUDINALE: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	69
11.2.1	<i>Verifiche a flessione</i>	72
11.2.2	<i>Verifiche a taglio</i>	79
11.3	MODELLO DI CALCOLO TRASVERSALE: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	80
11.3.1	<i>Verifiche a flessione</i>	85
11.3.2	<i>Verifiche a taglio</i>	93
12	VERIFICA DEL MURO FRONTALE	94
12.1.1	<i>Verifiche a flessione</i>	97
12.1.2	<i>Verifiche a taglio</i>	104
13	VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA	107
13.1.1	<i>Verifiche a flessione</i>	110
13.1.2	<i>Verifiche a taglio</i>	116
14	VERIFICA DEL MURO ANDATORI	118
14.1.1	<i>Verifiche a flessione</i>	121
14.1.2	<i>Verifiche a taglio</i>	128
15	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	130
15.1	RIEPILOGO CARICHI SUI PALI	130
15.2	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE PALO	130
15.3	VERIFICA PALO PER FORZE ORIZZONTALI	132
15.3.1	<i>Capacità portante orizzontale (Broms)</i>	132
15.4	RESISTENZA STRUTTURALE	133
15.4.1	<i>Taglio strutturale</i>	134
15.5	VERIFICHE SLE	135



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA - PALERMO
RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO
Lotto 1: Fiumefreddo (i) – Taormina (i) / Letojanni

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	4 di 139

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA - PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo (i) – Taormina (i) / Letojanni					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 04 001	REV. A	FOGLIO 5 di 139

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di resistenza di una delle spalle del viadotto ferroviario VI02 della tratta Fiumefreddo - Giampileri, viadotto ferroviario previsto dal progetto definitivo per il raddoppio di tale linea. In particolare si tratterà la spalla lato Fiumefreddo, la quale presenta nella parte posteriore due muri andatori che contengono del terreno di riempimento.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Scopo del presente documento è di verificare una delle spalle del viadotto con impalcato misto acciaio-calcestruzzo costituito da 22 campate, di cui venti aventi luce di 40 m, una avente luce di 120 m e una di 18 m.

Per le ipotesi assunte nel calcolo, si rimanda alla parte generale della relazione di calcolo, di cui la presente costituisce un allegato e alla parte relativa alla sovrastruttura.

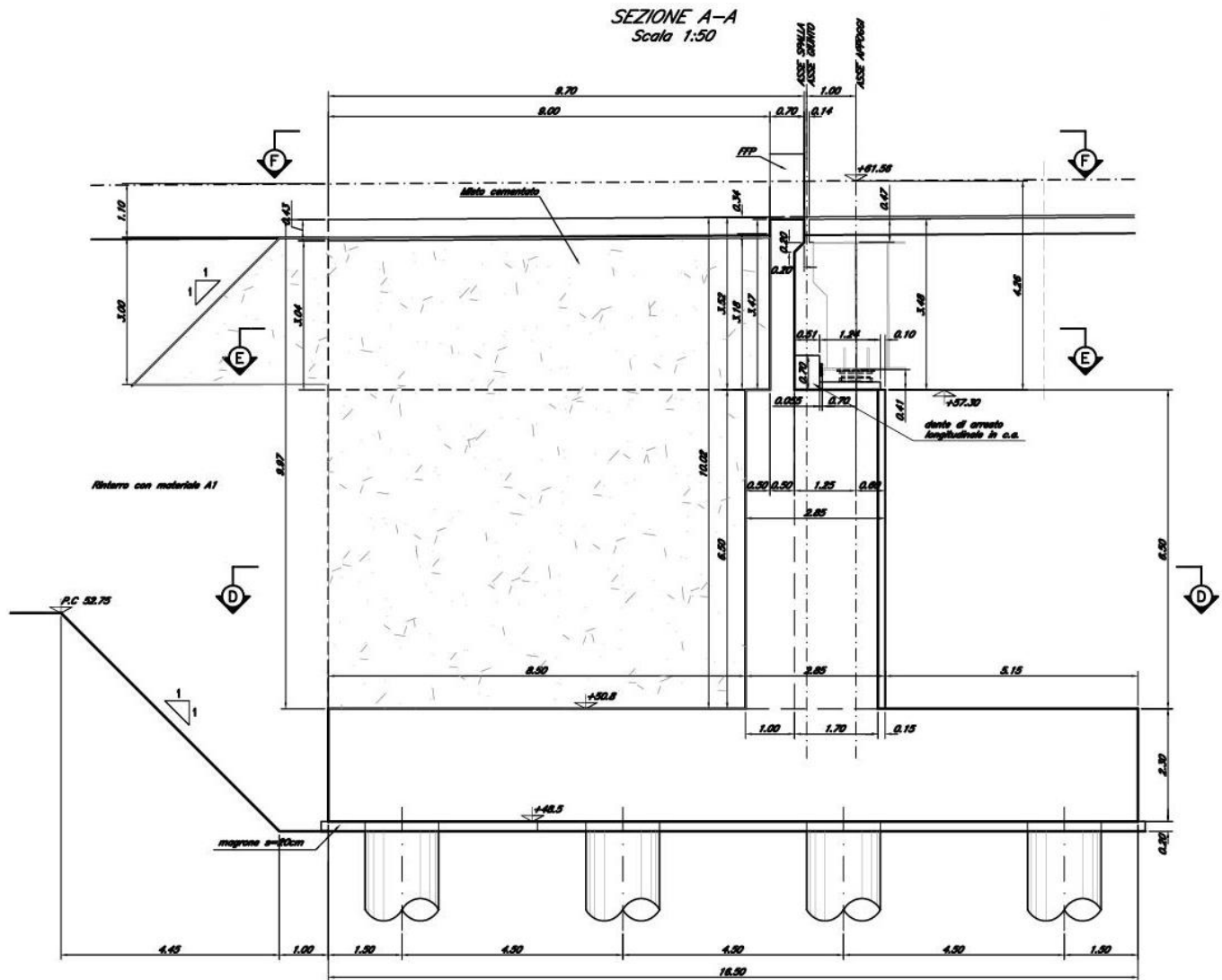
La fondazione delle spalle è costituita da un plinto su pali. Il plinto di fondazione è spesso 2,30 m e presenta dimensioni in pianta pari a 16.5x30 m. La palificata si compone di 28 pali aventi diametro pari a 1,5 m, disposti a maglia quadrata con interasse pari a 4.5 m. Il pali di bordo sono distanti dal bordo del plinto di 1.5m.

Il muro frontale è spesso 2,85 m, alto 6.50 m e presenta una larghezza pari a 13.70m. Il muro paraghiaia, anch'esso avente larghezza pari a 13.70m, è spesso 0.50 m ed ha un'altezza massima di 3.46m.

I due muri andatori hanno uno spessore di 1.8 m, per un'altezza di 6.5m.

Lungo ciascun muro andatore è presente per tutto lo sviluppo della spalla, un muro paraghiaia cordolo in calcestruzzo alto 3.46m, di larghezza complessiva pari ad 0.5m.

Sulla spalla presa in esame poggia un impalcato di 40 metri di luce costituito da 4 travi di altezza 2.6 metri e interasse 2.8 metri. Gli appoggi da questo lato del ponte sono due fissi interni e due multidirezionali esterni.

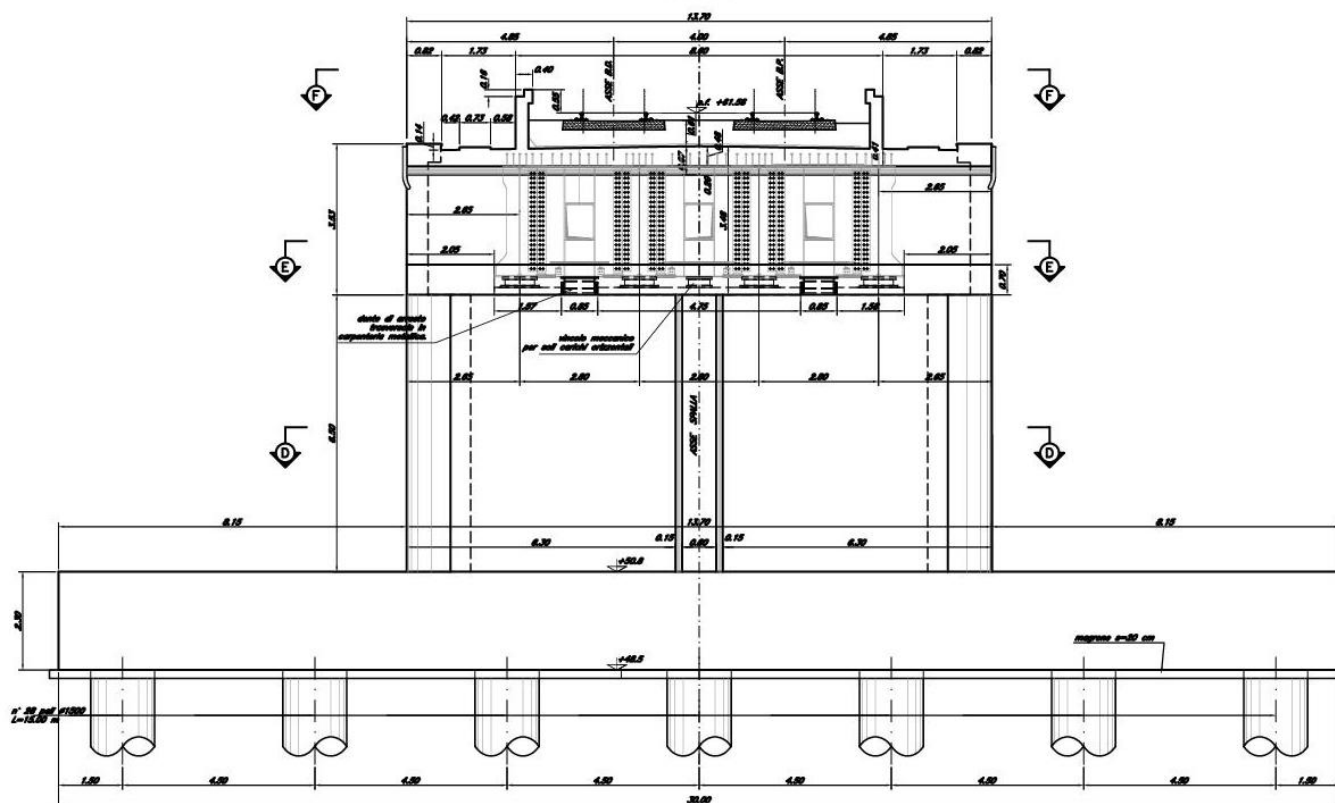


PROGETTO DEFINITIVO

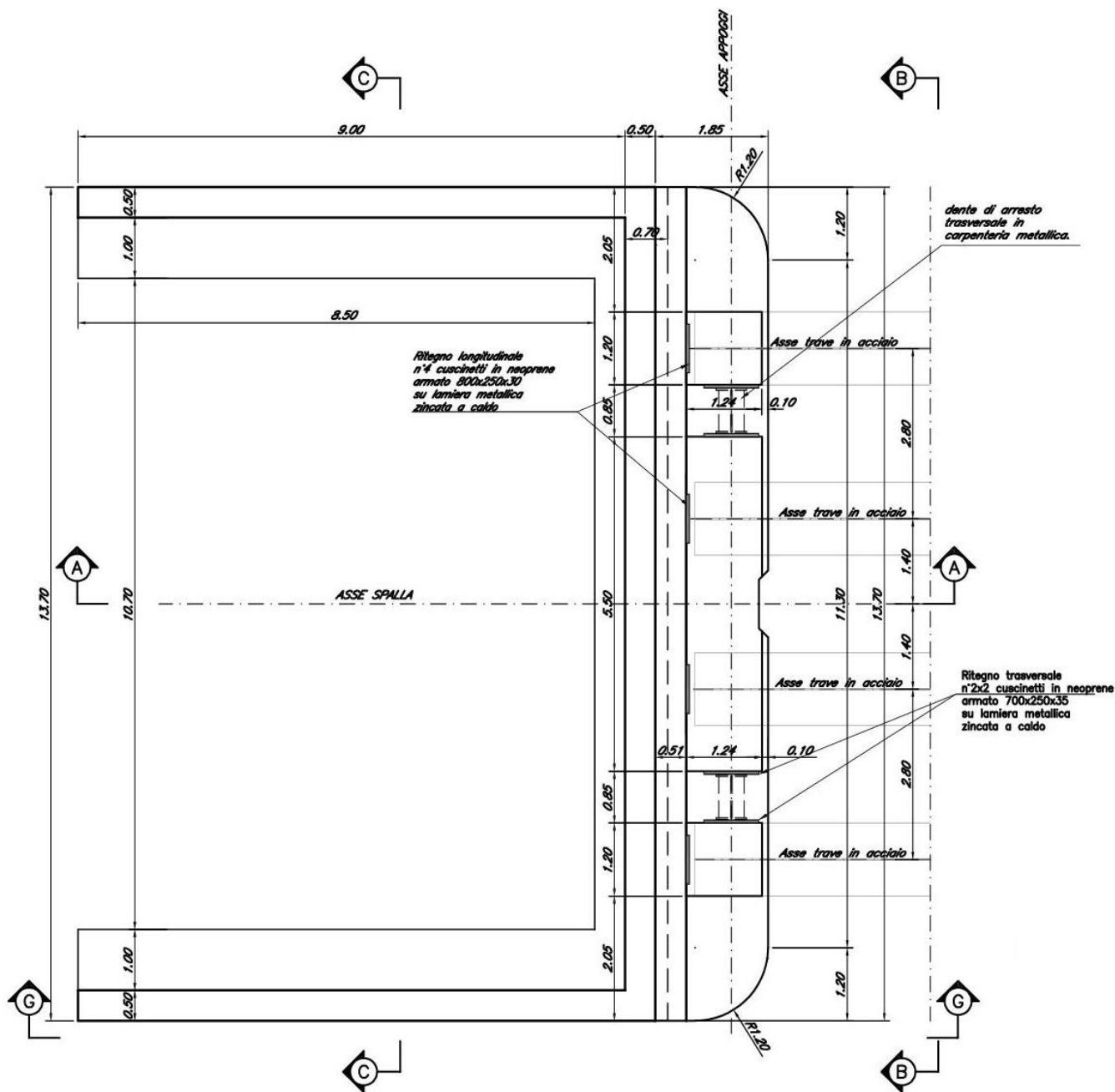
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	7 di 139

PROSPETTO B-B
Scala 1:50



SEZIONE E-E
Scala 1:50

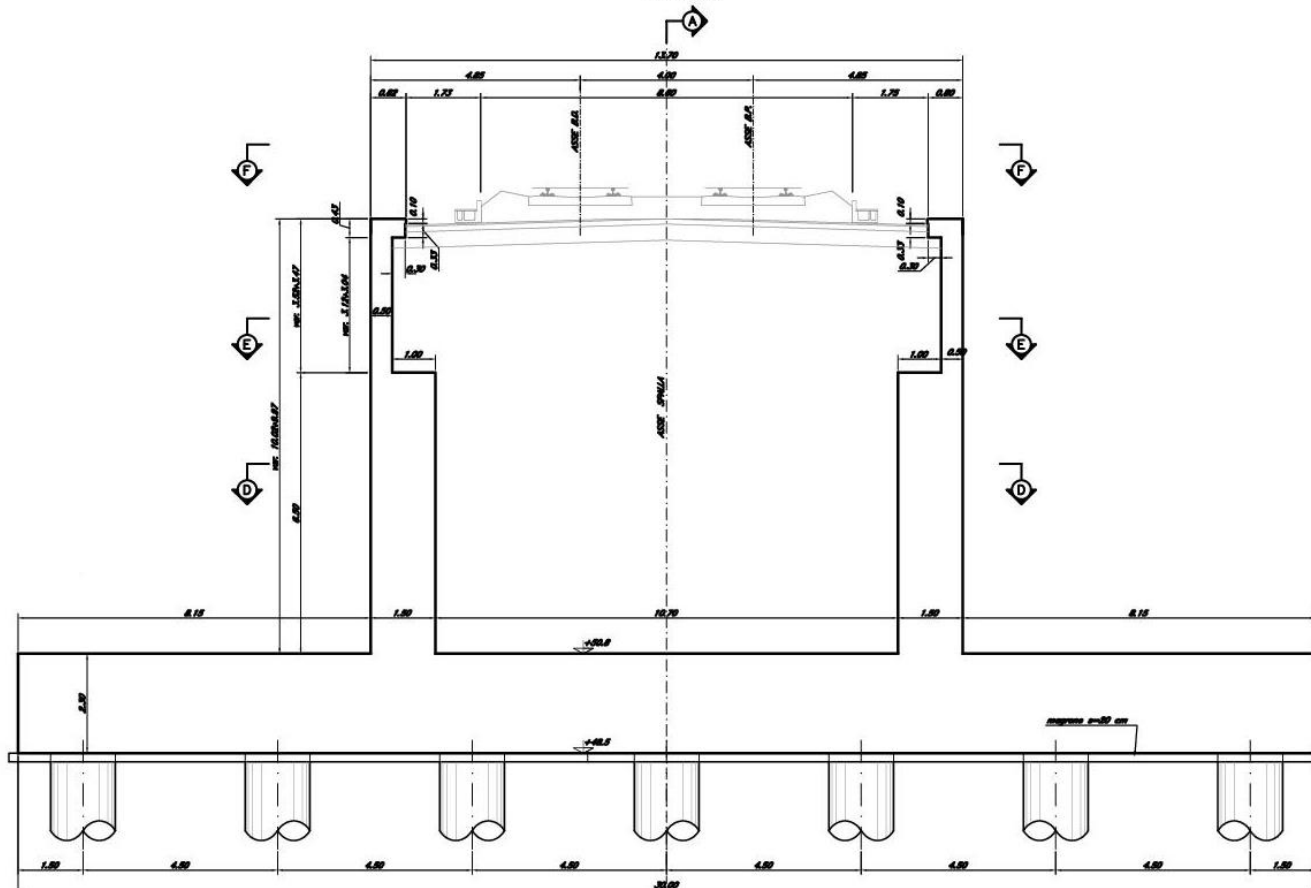


PROGETTO DEFINITIVO

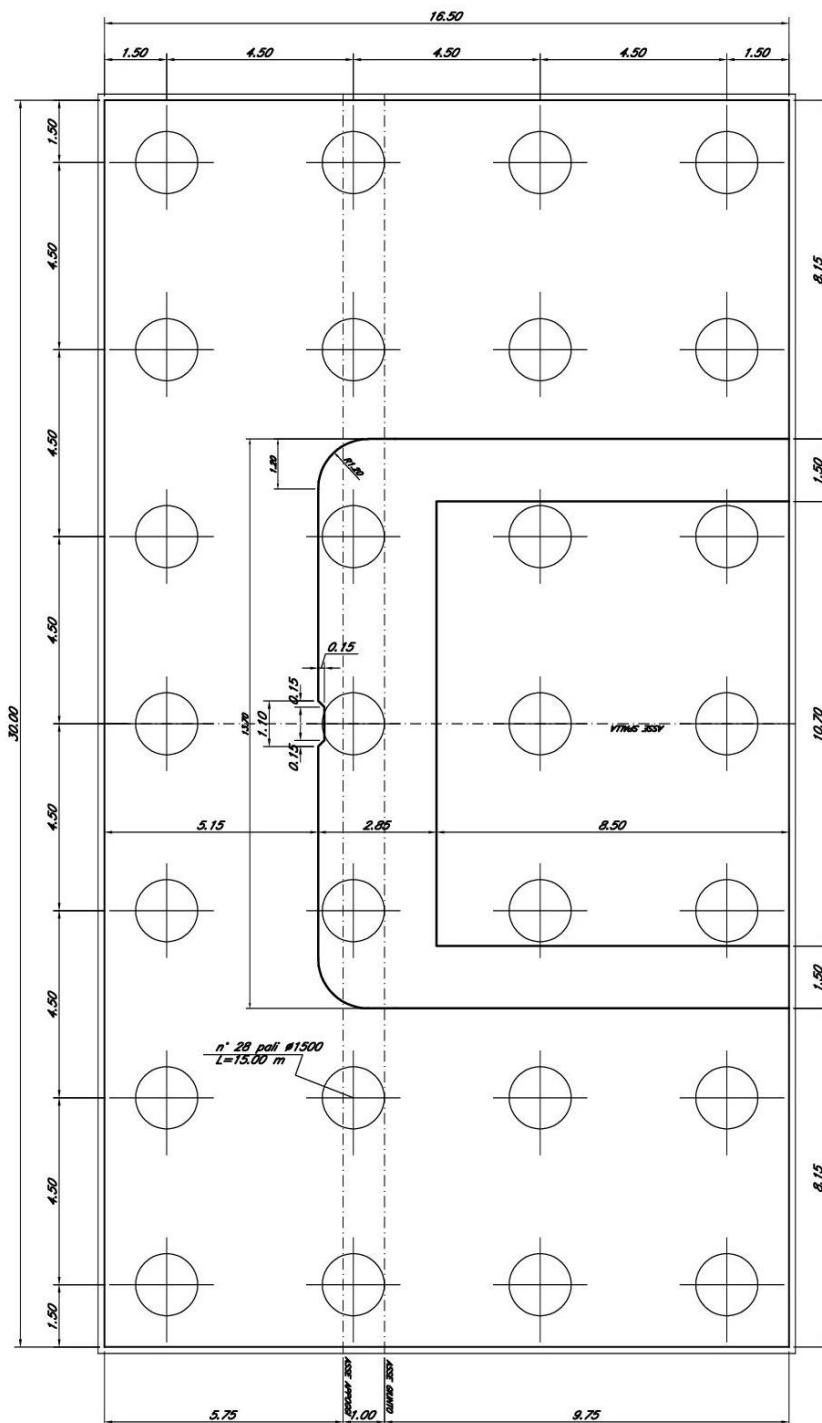
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	9 di 139

SEZIONE C-C
Scala 1:50



SEZIONE D-D
Scala 1:75



3 RIFERIMENTI NORMATIVI

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili (Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture)
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo classe C25/30 (impiegato per i pali di fondazione e per la zattera di fondazione delle spalle)

$$f_{ck}=30 \times 0.83 = 24.90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}= f_{ck}+8 =32.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}= 0.3 \times f_{ck}^{2/3} =2.56 \text{ MPa}$$

$$E_{cm}=31447.16 \text{ MPa} \approx 31 \text{ GPa}$$

Calcestruzzo classe C32/40 (impiegato per il fusto delle pile e per le spalle)

$$f_{ck}=40 \times 0.83 = 33.2 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}= f_{ck}+8 = 41.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}= 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 3.57 \text{ MPa}$$

$$E_{cm}=32836.0 \text{ MPa} \approx 33 \text{ GPa}$$

4.2 Acciaio per strutture in conglomerato cementizio

Tipo di acciaio

B450C

Peso per unità di volume

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica a rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo a snervamento

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_s = 1.15$$

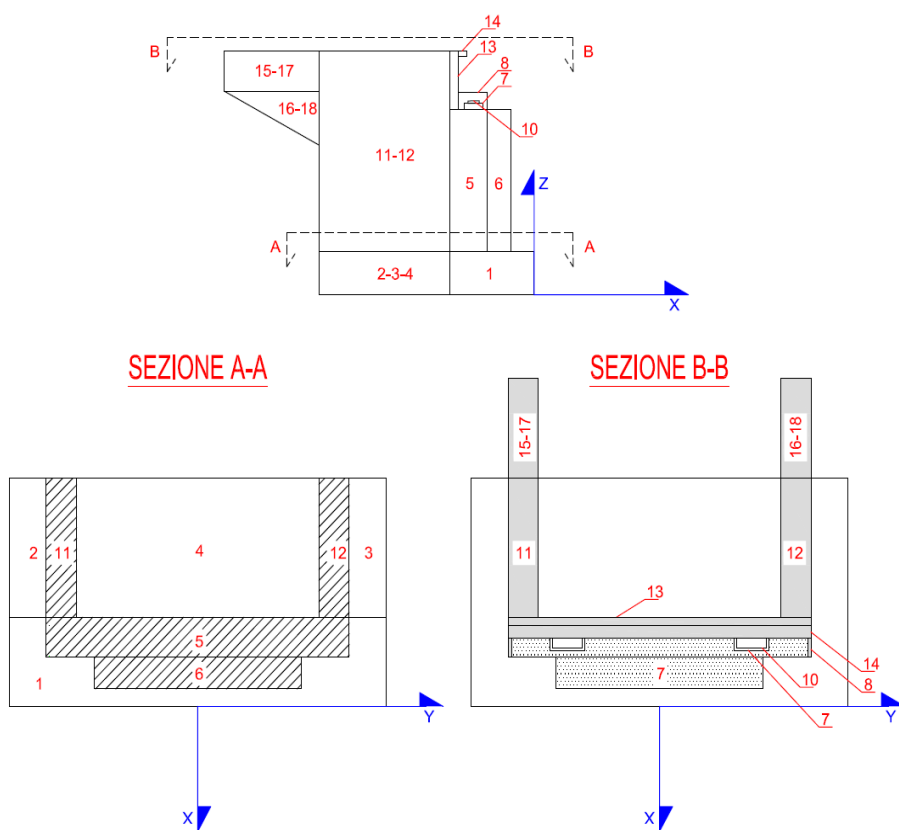
5 ANALISI DELLE STRUTTURE E CODICI DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni si è utilizzato Sap2000.

Per le verifiche delle sezioni a flessione e presso-flessione è stato utilizzato il programma Gelfi (VCASlu). Per le altre verifiche sono stati impiegati fogli di calcolo di biblioteca o altri appositamente predisposti.

6 GEOMETRIA DELLE SPALLE E SISTEMA DI RIFERIMENTO

Di seguito è indicato uno schema qualitativo della geometria delle spalle, utile alla lettura della tabella successiva. I dati presenti in tabella, indicanti il peso di ciascun elemento delle spalle, fanno riferimento all'effettiva carpenteria della spalla come definita negli elaborati grafici.



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	14 di 139

Numero elemento	Descrizione	quantità	Lx	Ly	Lz	Volume [m ³]	γ [KN/m ³]	Peso [KN]
1-2-3-4	Fondazione	1	16.5	30.0	2.3	1138.5	25.	-28462.5
	Peso totale della fondazione (platea)					754.40		-18860.00
5	Muro frontale	1	1.00	13.70	6.50	89.05	25.00	-2226.25
6	Ringrosso muro frontale (per appoggi)	1	1.85	13.70	6.50	164.74	25.00	-4118.56
	Peso totale muro frontale							-6344.81
7	Baggioli	4	1.20	1.20	0.15	0.22	25.00	-21.60
8	Ritegni sismici trasversali	2	1.72	1.72	0.35	1.04	25.00	-51.77
9	Ritegni sismici longitudinali	2	0.50	1.40	0.63	0.44	25.00	-22.05
11	Muro andatopre ($\gamma < 0$) o Muro paraghiaia sx	1	8.50	1.50	6.50	82.88	25.00	-2071.88
12	Muro andatopre ($\gamma > 0$) o Muro paraghiaia dx	1	8.50	1.50	6.50	82.88	25.00	-2071.88
13	Muro paraghiaia	1	0.50	13.70	3.46	23.70	25.00	-592.53
11A	Muro paraghiaia andatore ($\gamma < 0$) o Paraghiaia sx	1	8.50	0.50	3.46	14.71	25.00	-367.63
12B	Muro paraghiaia andatore ($\gamma > 0$) o Paraghiaia dx	1	8.50	0.50	3.46	14.71	25.00	-367.63
14	Martello	1	0.20	13.70	0.68	1.86	25.00	-46.58

7 CARATTERISTICHE DEL TERRENO A TERGO DELLA SPALLA

Sono state considerate caratteristiche geotecniche uguali per il terreno a tergo della fondazione e quello contenuto entro i muri andatori. In questo caso si fa riferimento ai parametri geotecnici proposti per rilevati ferroviari al par. 3.5.2.3.3 del MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI PARTE II - SEZIONE 3 CORPO STRADALE.

Tali valori sono riportati di seguito in tabella.

Grandezza	Descrizione	Valore	u.d.m
ϕ'	Angolo di attrito del terreno di monte	38.00	°
$\tan(\phi')$	Tang dell'angolo di attrito	0.78	
$\gamma_{\phi' M1}$	Coefficiente parziale per $\tan(\phi')$ per cond. M1	1.00	
$\gamma_{\phi' M2}$	Coefficiente parziale per $\tan(\phi')$ per cond. M2	1.25	
$\phi' M1$	Angolo di attrito per cond. M1	38.00	°
$\phi' M2$	Angolo di attrito per cond. M2	32.01	°
γ	Peso per unità di volume del terreno	20.00	kN/m ³
$\delta_{\text{esercizio M1}}$	angolo di attrito terra-muro per cond. M1	25.33	°
$\delta_{\text{sismica M1}}$	angolo di attrito terra-muro per cond. - sismiche M1	0.00	°
$\delta_{\text{esercizio M2}}$	angolo di attrito terra-muro per cond. M2	21.34	°
$\delta_{\text{sismica M2}}$	angolo di attrito terra-muro per cond. sismiche M2	0.00	°
β	Inclinazione rispetto alla verticale del paramento	0.00	°
i	Inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno	0.00	°
$K_0 M1$	coeff di spinta in quiete cond M1 ($=1-\text{sen}\phi$)	0.38	
$K_0 M2$	coeff di spinta in quiete cond M2 ($=1-\text{sen}\phi$)	0.47	
$K_a M1$	coeff di spinta attiva Muller-Breslau cond M1	0.22	
$K_a M2$	coeff di spinta attiva Muller-Breslau cond M2	0.27	
$c't$	coesione del terreno a monte	0.00	kPa

8 ANALISI DEI CARICHI

Le sollecitazioni agenti sull'opera in oggetto, riassunte nella presente relazione, sono state calcolate in un altro elaborato a cui si rimanda. Di seguito verranno riportati solo i valori necessari per il calcolo della spalla.

8.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali (G1 e G2)

Nei carichi permanenti strutturali sono compresi il peso proprio della spalla (calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo di 25 kN/m^3), il peso del terreno compreso tra i muri andatori, i carichi permanenti strutturali trasmessi dall'impalcato e i sovraccarichi presenti a tergo della pila.

Di seguito si riportano le risultanti dei carichi permanenti strutturali e non strutturali trasmessi al piano appoggi del muro frontale dall'impalcato in corrispondenza del lato fisso con gli appoggi fissi. I seguenti carichi non sono combinati con alcun coefficiente.

Fase 1 (peso soletta + peso acciaio impalcato)

Nodo	Fx	Fy	Fz
	[kN]	[kN]	[kN]
4001*	0	0	945.27
4101*	1.378	-131.192	942.92
4301*	-1.378	131.294	942.59
4401*	0	0	945.33

*4001 e 4401 appoggi multi-direzionali esterni, 4101 e 4301 appoggi fissi interni

Fase 2 (cordoli+ barriere + vellette + camminamenti + muretti + impianti)

Nodo	Fx	Fy	Fz
	[kN]	[kN]	[kN]
4001	0	0	543.75
4101	4.785	-253.136	156.64
4301	-4.785	253.488	154.92
4401	0	0	544.03

Fase 2 (massicciata, armamento e impermeabilizzazione)

Nodo	Fx	Fy	Fz
	[kN]	[kN]	[kN]
4001	0	0	497.68
4101	0.093	36.822	685.60
4301	-0.093	-36.815	685.56
4401	0	0	497.69

Il totale dei carichi permanenti strutturali trasmessi al piano appoggi del muro frontale dall'impalcato (fase 1) è pari a N=3776kN.

Il totale dei carichi permanenti non strutturali trasmessi dall'impalcato sono così ripartiti: 1399 kN di cordoli, barriere, velette, camminamenti, muretti, e impianti; 2367 kN di massicciata, armamento e impermeabilizzazione.

8.2 Carichi da traffico verticali

La spalla è stata progettata considerando le massime sollecitazioni dovute al carico da traffico (modelli LM71 e/o SW02) trasmesse dall'impalcato, ipotizzando la contemporaneità della massima risultante verticale ed il massimo momento trasversale risultante sul piano appoggi. Considerando anche la possibile contemporaneità dei carichi su entrambi i binari.

Per la descrizione dei modelli di carico da traffico, della ripartizione trasversale e longitudinale degli stessi si rimanda all'elaborato di calcolo dell'impalcato misto L=40m, riguardante la verifica delle strutture costituenti l'impalcato stesso. Massimi delle combinazioni dei carichi:

Caso:	LM71Pdx M01		
Nodo	Fx	Fy	Fz
	[kN]	[kN]	[kN]
4001*	0	0	19.487
4101*	-644.767	29.862	242.581
4301*	644.767	-77.371	1140.56
4401*	0	0	759.81

*4001 e 4401 appoggi multi-direzionali esterni, 4101 e 4301 appoggi fissi interni

Caso	SW2DM01		
Nodo	Fx	Fy	Fz
	[kN]	[kN]	[kN]
4001	0	0	990.364
4101	849.034	95.906	1270.035
4301	-849.034	-33.346	313.928
4401	0	0	11.027

In questo caso è stata considerata la contemporanea presenza sui due binari di un LM71 e di un SW02 che determinano i seguenti carichi (riferiti al punto medio degli appoggi):

Caso	Fy	Fz	Mx
	[kN]	[kN]	[kNm]
LM71 +SW02	15.05	4747.79	1085.24

In aggiunta ai carichi provenienti dall'impalcato, si considera la presenza di un sovraccarico accidentale gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa, mediante l'applicazione di un carico uniformemente distribuito pari a $q= 40 \text{ kN/m}^2$.

8.3 Carichi orizzontali da traffico (frenatura/avviamento, serpeggio)

Per le verifiche globali della spalla e per le verifiche del muro di testata l'azione orizzontale offerta dalla frenatura e dell'avviamento è stata considerata utilizzando le formule contenute nelle NTC 08 al paragrafo 5.2.2.4.3. Si riportano di sotto le risultanti riferite al centro degli appoggi, per la loro determinazione si rimanda all'elaborato di calcolo dell'impalcato misto $L=40\text{m}$.

Caso	Fx	Fz
	[kN]	[kN]
Fren/avv	2254.98	129.96

L'azione laterale associata al serpeggio equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. I valori risultanti delle forze dovute al serpeggio risultano:

Caso	Fy	Mx
	[kN]	[kNm]
Serpeggio (LM71+SW02)	210	762.84

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	20 di 139

8.4 Azioni climatiche (Vento)

Le forze risultanti dovute all'azione del vento trasversale agente sull'impalcato, trasmesso da quest'ultimo al piano appoggi in sommità del muro di testata sono pari a:

Caso	VENTO dx		
	Fx	Fy	Fz
	[kN]	[kN]	[kN]
4001	0	0	288.724
4101	202.841	261.317	41.26
4301	-202.841	293.425	-28.282
4401	0	0	-301.703

Riportando i seguenti carichi al centro degli appoggi:

	Fy	Mx
	[kN]	[kNm]
Vento	554.74	2577.15

8.5 Azione sismica (E)

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

Longitudine: 15.24579

Latitudine: 37.81825

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Vita nominale VN = 75anni

Categoria di suolo: B

Condizione topografica: T1

Fattore di struttura q = 1.5

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale e verticale sono riportati :

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta |>>>
Variabilità dei parametri |>>>

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri |>>>

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	22 di 139

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$ info
- SLD - $P_{VR} = 63\%$ info
- SLV - $P_{VR} = 10\%$ info

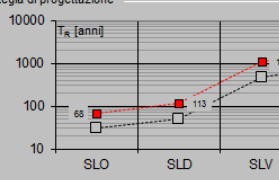
Stati limite ultimi - SLU

- SLC - $P_{VR} = 5\%$ info

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info $S_S = 1.117$ $C_C = 1.353$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s Regol. in altezza **si** info

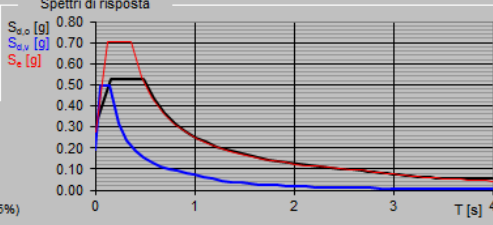
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q_v $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

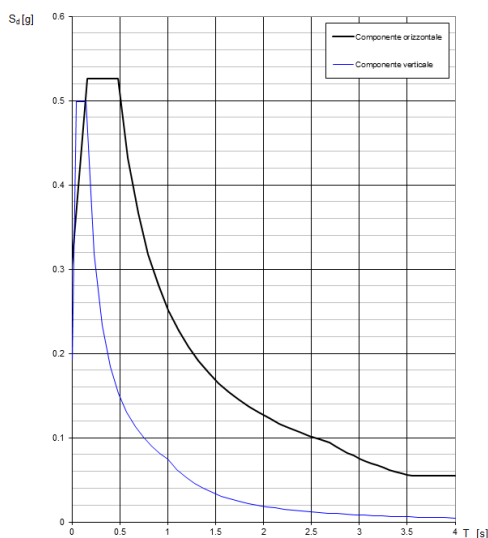
INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	23 di 139

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.273 g
F_a	2.589
T_c	0.355 s
S_d	1.117
C_d	1.353
S_T	1000
q	1500

Parametri dipendenti	
S	1.117
η	0.657
I_a	0.360 s
T_a	0.481 s
T_c	2.632 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_d \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0.1 \cdot (T+1)} \geq 0.55; \eta \leq 1 \cdot q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_a = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_d \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_b = 4 \cdot 0.2 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_a \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_b \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_b}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 §.3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _d [g]
0.000	0.305
0.160	0.526
0.481	0.526
0.586	0.432
0.691	0.366
0.796	0.319
0.902	0.280
1.007	0.251
1.112	0.227
1.218	0.208
1.323	0.191
1.428	0.177
1.533	0.165
1.639	0.154
1.744	0.145
1.849	0.137
1.955	0.129
2.060	0.123
2.165	0.117
2.270	0.111
2.376	0.106
2.481	0.102
2.586	0.098
2.692	0.094
2.794	0.090
2.896	0.086
2.978	0.082
2.941	0.079
3.003	0.075
3.065	0.072
3.128	0.070
3.190	0.067
3.252	0.064
3.315	0.062
3.377	0.060
3.439	0.059
3.502	0.058
3.564	0.056
3.626	0.055
3.688	0.055
3.751	0.055
3.813	0.055
3.875	0.055
3.938	0.055
4.000	0.055

Con tale azione sismica agente, le forze risultanti trasmesse dall'impalcato al piano appoggi della spalla in corrispondenza della sommità del muro di testata sono riportate al paragrafo successivo, sotto le voci Ex, Ey ed Ez.

8.6 Riepilogo dei carichi trasmessi dall'impalcato

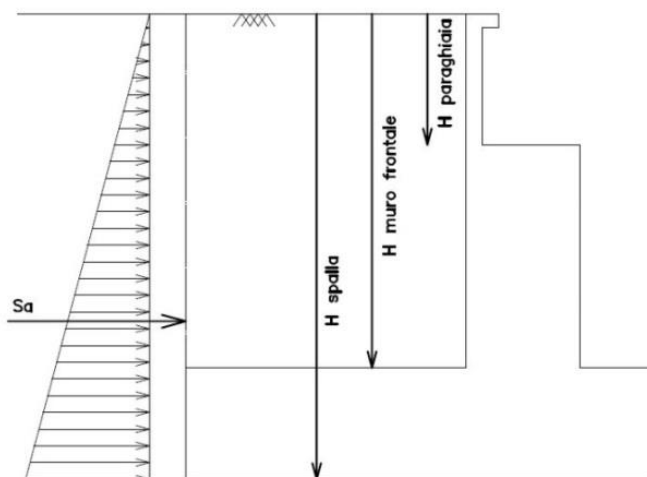
Sono qui riassunte tutte le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla in corrispondenza del piano appoggi (fissi) alla quota di sommità del muro di testata.

Elemento	Componenti risultante			
	Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx_app [kNm]
Permanenti impalcato	0	0	-7541.96	0
Frenatura	0	2254.98	-129.95	0
Vento trasversale	554.74	0	0	2577.15
Sovraccarico acc	15.05	0	-4747.79	-1085.24
Azione centrifuga	0	0	0	0
Resistenze parassite	0	368.69	0	
Azioni laterali (serpeggio)	210	0	0	-762.85
Ex	311.14	8711.08	1966.45	-0.63
Ey	3410.12	2644.12	0	-51.094
Ez	-106.27	-814.21	-1828.47	7.053

8.7 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S = 1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dal basso. Assunzione valida in condizioni statiche per spalle di ponti fondati su pali, in quanto si ipotizza che gli spostamenti siano di entità inferiore alla mobilitazione della spinta attiva. Si procederà al calcolo delle spinte adottando il coefficiente di spinta a riposto così calcolato:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\Phi$$



Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

PROGETTO DEFINITIVO

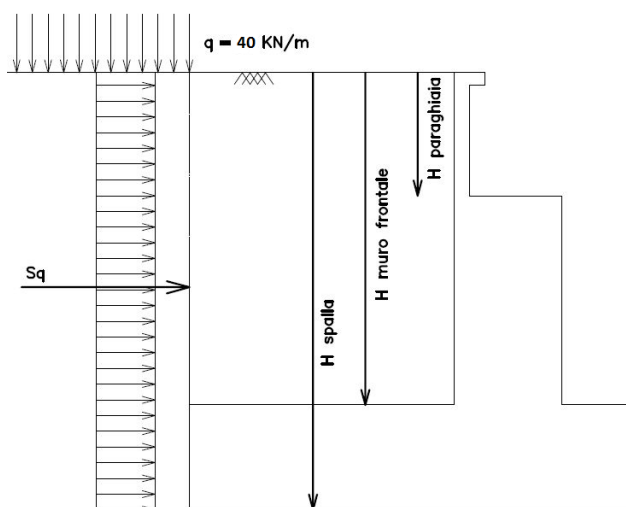
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	26 di 139

Spinta del terreno in condizione di esercizio		Cond. con Ko	Cond. con Ka	
Muro frontale	Spinta del terreno soprafalda in cond M1	7966.08	4493.33	kN
	Componente orizzontale	7200.01	4493.33	kN
	Componente verticale	3408.56	0.00	kN
	Spinta del terreno soprafalda in cond M2	9741.22	5698.85	kN
	Componente orizzontale	9073.48	5698.85	kN
	Componente verticale	3544.48	0.00	kN
Muro andatore di sinistra	Spinta del terreno soprafalda in cond M1	3170.79	1788.51	kN
	Componente orizzontale	2865.87	1788.51	kN
	Componente verticale	1356.73	0.00	kN
	Spinta del terreno soprafalda in cond M2	3877.37	2268.35	kN
	Componente orizzontale	3611.58	2268.35	kN
	Componente verticale	1410.83	0.00	kN
Muro andatore di destra	Spinta del terreno soprafalda in cond M1	3170.79	1788.51	kN
	Componente orizzontale	2865.87	1788.51	kN
	Componente verticale	1356.73	0.00	kN
	Spinta del terreno soprafalda in cond M2	3877.37	2268.35	kN
	Componente orizzontale	3611.58	2268.35	kN
	Componente verticale	1410.83	0.00	kN

8.8 Spinta statica del sovraccarico accidentale e permanente (ballast)

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante sulla spalla a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a $q = 40 \text{ KN/m}^2$. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S = k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste. Tale forza si considera agente in senso longitudinale su una larghezza pari a quella della massicciata $L_m = 8.6 \text{ m}$, mentre in senso trasversale sull'intera lunghezza dei muri andatori.



Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	28 di 139

Spinte sovraccarichi permanenti		Cond. con Ko	
Muro frontale	Spinta dovuta a q in cond M1	1626.21	kN
	Componente orizzontale	1469.83	kN
	Componente verticale	695.83	kN
	Spinta dovuta a q in cond M2	1988.59	kN
	Componente orizzontale	1852.28	kN
	Componente verticale	723.58	kN
Muro andatore di sinistra	Spinta dovuta a q in cond M1	1268.32	kN
	Componente orizzontale	1146.35	kN
	Componente verticale	542.69	kN
	Spinta dovuta a q in cond M2	1550.95	kN
	Componente orizzontale	1444.63	kN
	Componente verticale	564.33	kN
Muro andatore di destra	Spinta dovuta a q in cond M1	1268.32	kN
	Componente orizzontale	1146.35	kN
	Componente verticale	542.69	kN
	Spinta dovuta a q in cond M2	1550.95	kN
	Componente orizzontale	1444.63	kN
	Componente verticale	564.33	kN

Per considerare la presenza del sovraccarico permanente (ballast) gravante sul rinterro della spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a $q=14.4\text{KN/m}^2$ ($0.80\text{m} \times 18\text{kN/m}^2$, par. 5.2.2.1.1 RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste. Tale forza si considera agente in senso longitudinale su una larghezza pari a quella della massicciata $L_m = 8.6$ m, mentre in senso trasversale sull'intera lunghezza dei muri andatori.

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

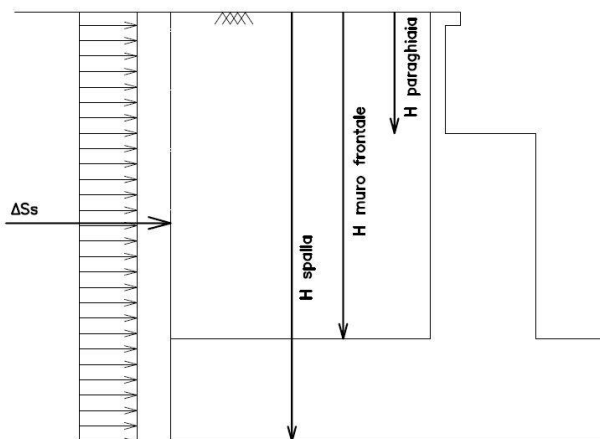
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	29 di 139

Spinte sovraccarichi permanenti 2		Cond. con Ko	
Muro frontale	Spinta dovuta a q in cond M1	585.44	kN
	Componente orizzontale	529.14	kN
	Componente verticale	250.50	kN
	Spinta dovuta a q in cond M2	715.89	kN
	Componente orizzontale	666.82	kN
	Componente verticale	260.49	kN
Muro andatore di sinistra	Spinta dovuta a q in cond M1	456.59	kN
	Componente orizzontale	412.69	kN
	Componente verticale	195.37	kN
	Spinta dovuta a q in cond M2	558.34	kN
	Componente orizzontale	520.07	kN
	Componente verticale	203.16	kN
Muro andatore di destra	Spinta dovuta a q in cond M1	456.59	kN
	Componente orizzontale	412.69	kN
	Componente verticale	195.37	kN
	Spinta dovuta a q in cond M2	558.34	kN
	Componente orizzontale	520.07	kN
	Componente verticale	203.16	kN

8.9 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. Infatti, nel caso in cui non si ricade nelle condizioni di spinta attiva, il calcolo delle spinte verrà svolto considerando la somma della spinta statica a riposo e dell'incremento di spinta sismica valutata con la teoria di Wood, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E. Da cui il valore di sovrappinta al metro risulta essere pari a $\Delta S_{ac} = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot H^2$, da applicare ad una quota pari ad $H/2$ nel caso di muro impedito di traslare.

Questa procedura è anche conforme da quanto stabilito dalle istruzioni RFI (al par. 3.12.1.2.2 MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI PARTE II - SEZIONE 3 CORPO STRADALE).



Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica

Parametri sismici		
		SLV
ag		0.27
ag		2.68
S		1.12
a _{max}	acc. orizz. max	2.99
β _m	coeff. di rid acc.	1.00

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	31 di 139

Spinte del terreno in condizione sismica - inerzie M2

	Kh	0.304941	
	Kv	0.1524705	
Sovrappinta del terreno			
Muro frontale	Sovrappinta sismica orizzontale (Wood) - ΔS_{HMF}	12640.86	kN
Muro andatore di sinistra	Sovrappinta sismica orizzontale (Wood) - ΔS_{HMax}	5031.53	kN
Muro andatore di destra	Sovrappinta sismica orizzontale (Wood) - ΔS_{HMax}	5031.53	kN
Sovrappinta del carico q			
Muro frontale	Sovrappinta sismica orizzontale (Wood) - $\Delta S_{HMF,q}$	1290.27	kN
Muro andatore di sinistra	Sovrappinta sismica orizzontale (Wood) - $\Delta S_{HMax,q}$	1006.31	kN
Muro andatore di destra	Sovrappinta sismica orizzontale (Wood) - $\Delta S_{HMax,q}$	1006.31	kN
Sovrappinta del carico q2			
Muro frontale	Sovrappinta sismica orizzontale (Wood) - $\Delta S_{HMF,q}$	464.50	kN
Muro andatore di sinistra	Sovrappinta sismica orizzontale (Wood) - $\Delta S_{HMax,q}$	362.27	kN
Muro andatore di destra	Sovrappinta sismica orizzontale (Wood) - $\Delta S_{HMax,q}$	362.27	kN

8.10 Forze inerziali dovute al sisma

In condizione sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, dove i coefficienti k_h e k_v sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a $k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$, $k_v = \pm 0.5 k_h$ con $a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$. Il coefficiente β_m è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

Forze inerziali dovute al sisma – terreno			
$F_{h,terr} = k_h W_{terr}$	Forza d'inerzia orizzontale terreno	5383.73	kN
$F_{v,terr} = k_v W_{terr}$	Forza d'inerzia verticale terreno	2691.87	kN
$F_{h,terr} = k_h W_{terr}$	Forza d'inerzia orizzontale terreno sul muro frontale	3499.43	kN
$F_{v,terr} = k_v W_{terr}$	Forza d'inerzia verticale terreno sul muro frontale	1749.71	kN
$F_{h,terr} = k_h W_{terr}$	Forza d'inerzia orizzontale terreno sul muro front. parag.	1884.31	kN
$F_{v,terr} = k_v W_{terr}$	Forza d'inerzia verticale terreno sul muro front. parag.	942.15	kN
$F_{h,terr} = k_h W_{terr}$	Forza d'inerzia orizzontale terreno sul muro laterale sx/dx	3499.43	kN
$F_{v,terr} = k_v W_{terr}$	Forza d'inerzia verticale terreno sul muro laterale sx/dx	1749.71	kN
$F_{h,terr} = k_h W_{terr}$	Forza d'inerzia orizzontale terreno sul parag. laterale sx/dx	1884.31	kN
$F_{v,terr} = k_v W_{terr}$	Forza d'inerzia verticale terreno sul parag. laterale sx/dx	942.15	kN

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	33 di 139

Forze inerziali dovute al sisma - spalla

$F_{h,terr}=k_h W_{mt}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro di testata	1934.79	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{mt}$	Forza d'inerzia verticale del muro di testata	967.40	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{prg}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro paraghiaia	180.69	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{prg}$	Forza d'inerzia verticale del muro paraghiaia	90.34	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{and}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro andatore	613.22	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{and}$	Forza d'inerzia verticale del muro andatore	306.61	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{ma}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro paraghiaia andatore	108.81	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{prg}$	Forza d'inerzia verticale del muro paraghiaia andatore	54.40	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{and}$	Forza d'inerzia orizzontale della fondazione della spalla	5751.19	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{and}$	Forza d'inerzia verticale della fondazione della spalla	2875.59	kN

Forze inerziali dovute al sisma – carichi accidentali

$F_{h,q}=k_h W_q$	Forza d'inerzia orizz. sovraccarico- muro frontale	1076.75	kN
$F_{h,q}=k_h W_q$	Forza d'inerzia orizz. sovraccarico- muro sx	1076.75	kN
$F_{h,q}=k_h W_q$	Forza d'inerzia orizz. sovraccarico- muro dx	1076.75	kN
$F_{h,q2}=k_h W_{q2}$	Forza d'inerzia orizz. sovraccarico ballast- muro frontale	387.63	kN
$F_{h,q2}=k_h W_{q2}$	Forza d'inerzia orizz. sovraccarico ballast- muro sx	387.63	kN
$F_{h,q2}=k_h W_{q2}$	Forza d'inerzia orizz. sovraccarico ballast- muro dx	387.63	kN

9 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	35 di 139

		Coefficiente	EQ ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	36 di 139

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Le verifiche della spalla sono state effettuate secondo l'Approccio2 definito nelle NTC08.

Nel calcolo delle spinte statiche in esercizio dovute al terreno ed al sovraccarico accidentale sono stati utilizzati parametri del terreno M1 per le combinazioni STR, e parametri del terreno M2 per le combinazioni GEO.

In presenza di azione sismica le spinte del terreno (calcolate in condizioni di spinta in quiete k_0) e le sovraspinte dovute al sisma (calcolate con la teoria di Wood), sono state calcolate con parametri del terreno ridotti M2, sia per le combinazioni SLV-str, che per le combinazioni SLV-geo.

Di seguito si riportano le tabelle di riepilogo in cui si mostrano le combinazioni di carico utilizzate (SLU-str, SLV-str, SLE) e (SLU-geo, SLV-geo).

9.1 Coefficienti per le combinazioni di carico – SLU

	Elemento	cond. A1+M1+R1 (a)	cond. A1+M1+R1 (b)	cond. A2+M2+R2 (a)	cond. A2+M2+R2 (b)
Peso proprio	Muro frontale	1.35	1.35	1	1
	Paraghiaia frontale	1.35	1.35	1	1
	Muro sinistro	1.35	1.35	1	1
	Bandiera muro sx	1.35	1.35	1	1
	Paraghiaia sinistro	1.35	1.35	1	1
	Muro destro	1.35	1.35	1	1
	Bandiera muro dx	1.35	1.35	1	1
	Paraghiaia destro	1.35	1.35	1	1
	Platea	1.35	1.35	1	1
Spinte statiche M1 (Ko)	Terreno riempimento su platea	1.35	1.35	1	1
	Spinte terre su Muro Frontale	1.35	1.35	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	1.35	1.35	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	1.35	1.35	0	0
Spinte statiche M1 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Spinte statiche M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	1	1
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	1	1
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	1	1
Spinte statiche M2 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Δ Sovraspinte sismiche M2	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Spinte statiche ballast q2 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	1.5	1.5	0	0

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	38 di 139

	Spinte terre su Muro Sinistro	1.5	1.5	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	1.5	1.5	0	0
	Spinta sovraccarico su platea	1.5	1.5	0	0
Spinte statiche ballast q2 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	1.3	1.3
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	1.3	1.3
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	1.3	1.3
	Spinta sovraccarico su platea	0	0	1.3	1.3
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q2	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Inerzie sovraccarico ballast q2	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Spinte statiche q1 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	1.45	1.45	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	1.45	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	1.45	0	0	0
	Spinta sovraccarico su platea	1.45	0	0	0
Spinte statiche q1 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	1.25	1.25
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	1.25	
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	1.25	
	Spinta sovraccarico su platea	0	0	1.25	
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Inerzie sovraccarico ballast q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Inerzia del terreno x	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0	0	0	0

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	39 di 139

	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0	0	0	0
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	0	0	0	0
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	0	0	0	0
Inerzia del terreno y	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0	0	0	0
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	0	0	0	0
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	0	0	0	0
Inerzia x spalla	Muro frontale	0	0	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0	0	0
	Muro sinistro	0	0	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0	0	0
	Muro destro	0	0	0	0
	Paraghiaia destro	0	0	0	0
	Platea	0	0	0	0
Inerzia y spalla	Muro frontale	0	0	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0	0	0
	Muro sinistro	0	0	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0	0	0
	Muro destro	0	0	0	0
	Paraghiaia destro	0	0	0	0
	Platea	0	0	0	0
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato	1.35	1.35	1	1
	Frenatura	1.45	1.45	1.25	1.25
	Vento trasversale	0.9	0.9	0.78	0.78

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	43 di 139

Inerzia del terreno x	Terreno riemp. inf. Muro frontale	1	-0.3	1	0.3	0	-0.3	0	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	1	-0.3	1	0.3	0	-0.3	0	0.3
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	1	-0.3	1	0.3	0	-0.3	0	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	1	-0.3	1	0.3	0	-0.3	0	0.3
	Terreno riemp. inf. Muro destro	1	-0.3	1	0.3	0	-0.3	0	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	1	-0.3	1	0.3	0	-0.3	0	0.3
Inerzia del terreno y	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
Inerzia x spalla	Muro frontale	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Paraghiaia frontale	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro sinistro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Paraghiaia sinistro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro destro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Paraghiaia destro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Platea	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
Inerzia y spalla	Muro frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paraghiaia frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Muro sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paraghiaia sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	44 di 139

	Muro destro	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paraghiaia destro	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Platea	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato	1	1	1	1	1	1	1	1
	Frenatura	0.2	0.2	0.2	0.2	-0.2	0.2	-0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0	0	0	0	0	0	0
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Sisma x - impalcato	Ex	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
Sisma y - impalcato	Ey	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma z - impalcato	Ez	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3

Nel caso in cui l'azione nella direzione y sia prevalente i coefficienti e le combinazioni sono i seguenti:

	Elemento	0.3Ex+Ey+0.3Ez		0.3Ex+Ey-0.3Ez	
		x/y	z	x/y	z
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1
	Paraghiaia frontale	1	1	1	1
	Muro sinistro	1	1	1	1
	Paraghiaia sinistro	1	1	1	1
	Muro destro	1	1	1	1
	Paraghiaia destro	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1
	Terreno riempimento su platea	1	1	1	1
Spinte statiche M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Spinte statiche M1 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	45 di 139

Spinte statiche M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Sinistro	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Destro	1	1	1	1
Spinte statiche M2 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Δ Sovraspinte sismiche M2	Spinte terre su Muro Frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Spinte terre su Muro Sinistro	1	-0.3	1	0.3
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Spinte statiche ballast q2 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico su platea	0	0	0	0
Spinte statiche ballast q2 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Sinistro	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Destro	1	1	1	1
	Spinta sovraccarico su platea	1	1	1	1
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q2	Spinte terre su Muro Frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Spinte terre su Muro Sinistro	1	-0.3	1	0.3
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Inerzie sovraccarico ballast q2	Spinte terre su Muro Frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Spinte terre su Muro Sinistro	1	-0.3	1	0.3
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Spinte statiche q1 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico su platea	0	0	0	0
Spinte statiche q1 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0.2	0.2	0.2	0.2
	Spinte terre su Muro Sinistro	0.2	0.2	0.2	0.2
	Spinte terre su Muro Destro	0.2	0.2	0.2	0.2
	Spinta sovraccarico su platea	0.2	0.2	0.2	0.2
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q1	Spinte terre su Muro Frontale	0.06	-0.06	0.06	0.06
	Spinte terre su Muro Sinistro	0.2	-0.06	0.2	0.06
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0
Inerzie sovraccarico ballast q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	46 di 139

Inerzia del terreno x	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	0.3	-0.3	0.3	0.3
Inerzia del terreno y	Terreno riemp. inf. Muro frontale	1	-0.3	1	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	1	-0.3	1	0.3
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	1	-0.3	1	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	1	-0.3	1	0.3
	Terreno riemp. inf. Muro destro	1	-0.3	1	0.3
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	1	-0.3	1	0.3
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paraghiaia frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Muro sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paraghiaia sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Muro destro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paraghiaia destro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Platea	0.3	-0.3	0.3	0.3
Inerzia y spalla	Muro frontale	1	-0.3	1	0.3
	Paraghiaia frontale	1	-0.3	1	0.3
	Muro sinistro	1	-0.3	1	0.3
	Paraghiaia sinistro	1	-0.3	1	0.3
	Muro destro	1	-0.3	1	0.3
	Paraghiaia destro	1	-0.3	1	0.3
	Platea	1	-0.3	1	0.3
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato	1	1	1	1
	Frenatura	0.2	0.2	0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0
	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0	0	0
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1
Sisma x - impalcato	Ex	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma y - impalcato	Ey	1	1	1	1
Sisma z - impalcato	Ez	-0.3	-0.3	0.3	0.3

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	47 di 139

 Nel caso in cui l'azione nella direzione z sia prevalente i coefficienti e le combinazioni sono i seguenti:

	Elemento	0.3Ex+0.3Ey+Ez		0.3Ex+0.3Ey-Ez		- 0.3Ex+0.3Ey+Ez		- 0.3Ex+0.3Ey-Ez	
		x/y	z	x/y	z	x/y	z	x/y	z
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Paragliaia frontale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Muro sinistro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Paragliaia sinistro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Muro destro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Paragliaia destro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1	1	1	1	1
	Terreno riempimento su platea	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinte statiche M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0	0	0	0
Spinte statiche M1 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0	0	0	0
Spinte statiche M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Sinistro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Destro	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinte statiche M2 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0	0	0	0
Δ Sovraspinte sismiche M2	Spinte terre su Muro Frontale	0.3	-1	0.3	1	0	-1	0	1
	Spinte terre su Muro Sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0	0	0	0
Spinte statiche ballast q2 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico su platea	0	0	0	0	0	0	0	0
Spinte statiche ballast q2 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	1	1	1	1	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Sinistro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Destro	1	1	1	1	1	1	1	1
	Spinta sovraccarico su platea	1	1	1	1	1	1	1	1
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q2	Spinte terre su Muro Frontale	0.3	-1	0.3	1	0	-1	0	1
	Spinte terre su Muro Sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	48 di 139

	Spinte terre su Muro Destro	0.3	0	0.3	0	0	0	0	0
Inerzie sovraccarico ballast q2	Spinte terre su Muro Frontale	0.3	-1	0.3	1	0	-1	0	1
	Spinte terre su Muro Sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Spinte terre su Muro Destro	0.3	0	0.3	0	0	0	0	0
Spinte statiche q1 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico su platea	0	0	0	0	0	0	0	0
Spinte statiche q1 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	Spinte terre su Muro Sinistro	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	Spinte terre su Muro Destro	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	Spinta sovraccarico su platea	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q1	Spinte terre su Muro Frontale	0.06	-0.2	0.06	0.2	0	-0.2	0	0.2
	Spinte terre su Muro Sinistro	0.06	-0.2	0.06	0.2	0.06	-0.2	0.06	0.2
	Spinte terre su Muro Destro	0.06	0	0.06	0	0	0	0	0
Inerzie sovraccarico ballast q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0	0	0	0
Inerzia del terreno x	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0.3	-1	0.3	1	0	-1	0	1
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0.3	-1	0.3	1	0	-1	0	1
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	0.3	-1	0.3	1	0	-1	0	1
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	0.3	-1	0.3	1	0	-1	0	1
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0.3	-1	0.3	1	0	-1	0	1
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	0.3	-1	0.3	1	0	-1	0	1
Inerzia del terreno y	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.3	-1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Paraghiaia frontale	0.3	-1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Muro sinistro	0.3	-1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Paraghiaia sinistro	0.3	-1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Muro destro	0.3	-1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Paraghiaia destro	0.3	-1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	49 di 139

Inerzia y spalla	Platea	0.3	-1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1
	Muro frontale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Paraghiaia frontale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Muro sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Paraghiaia sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Muro destro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Paraghiaia destro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
	Platea	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato	1	1	1	1	1	1	1	1
	Frenatura	0.2	0.2	0.2	0.2	-0.2	0.2	-0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0	0	0	0	0	0	0
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	Sisma x - impalcato	Ex	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Sisma y - impalcato	Ey	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma z - impalcato	Ez	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1

9.3 Coefficienti per combinazioni - SLE

	Elemento	SLE_rara (a)	SLE_rara (b)	SLE_freq (a)	SLE_freq (b)	SLE_Q.P.
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1	1
	Paraghiaia frontale	1	1	1	1	1
	Muro sinistro	1	1	1	1	1
	Bandiera muro sx	1	1	1	1	1
	Paraghiaia sinistro	1	1	1	1	1
	Muro destro	1	1	1	1	1
	Bandiera muro dx	1	1	1	1	1
	Paraghiaia destro	1	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1	1
	Terreno riempimento su platea	1	1	1	1	1
Spinte statiche M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	1	1	1	1	1

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	50 di 139

	Spinte terre su Muro Sinistro	1	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Destro	1	1	1	1	1
Spinte statiche M1 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0
Spinte statiche M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0
Spinte statiche M2 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0
Δ Sovraspinte sismiche M2	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0
Spinte statiche ballast q2 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	1	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Sinistro	1	1	1	1	1
	Spinte terre su Muro Destro	1	1	1	1	1
	Spinta sovraccarico su platea	1	1	1	1	1
Spinte statiche ballast q2 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico su platea	0	0	0	0	0
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q2	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0
Inerzie sovraccarico ballast q2	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	51 di 139

Spinte statiche q1 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	1	0	0.5	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	1	0	0.5	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	1	0	0.5	0	0
	Spinta sovraccarico su platea	1	0	0.5	0	0
Spinte statiche q1 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico su platea	0	0	0	0	0
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0
Inerzie sovraccarico ballast q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Sinistro	0	0	0	0	0
	Spinte terre su Muro Destro	0	0	0	0	0
Inerzia del terreno x	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	0	0	0	0	0
Inerzia del terreno y	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0	0	0	0	0
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia destro	0	0	0	0	0
Inerzia x spalla	Muro frontale	0	0	0	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0	0	0	0

PROGETTO DEFINITIVO

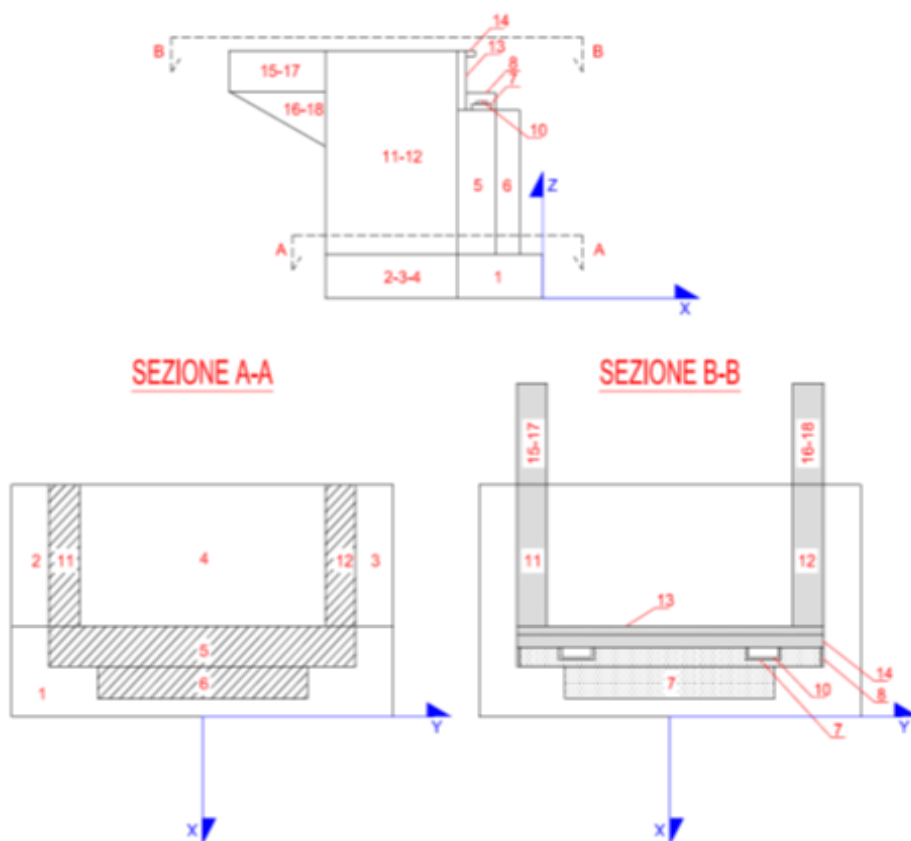
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	52 di 139

	Muro sinistro	0	0	0	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0	0	0	0
	Muro destro	0	0	0	0	0
	Paraghiaia destro	0	0	0	0	0
	Platea	0	0	0	0	0
Inerzia y spalla	Muro frontale	0	0	0	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0	0	0	0
	Muro sinistro	0	0	0	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0	0	0	0
	Muro destro	0	0	0	0	0
	Paraghiaia destro	0	0	0	0	0
	Platea	0	0	0	0	0
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato	1	1	1	1	1
	Frenatura	1	1	0.6	0.6	0
	Vento trasversale	0.6	0.6	0	0	0
	Sovraccarico acc	1	1	0.6	0.6	0
	Azione centrifuga	0.5	0.5	0.3	0.3	0
	Resistenze parassite	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5
	Azioni laterali (serpeggio)	0.5	0.5	0.3	0.3	0
Sisma x - impalcato	Ex	0	0	0	0	0
Sisma y - impalcato	Ey	0	0	0	0	0
Sisma z - impalcato	Ez	0	0	0	0	0

10 SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONI

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari in direzione orizzontale e verticale agenti sulla spalla. Queste forze sono riferite al sistema di riferimento riportato nella figura seguente, successivamente per ricavare le sollecitazioni per il calcolo del plinto sono state riportate queste risultanti al centro dello stesso.



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	54 di 139

	Elemento	Componenti risultante				Pos. della risultante		
		Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx[kNm]	x [m]	y [m]	z [m]
Peso proprio	Muro frontale	0.0	0.0	-6344.8	0.0	-6.58	0.00	5.55
	Paraghiaia frontale	0.0	0.0	-592.5	0.0	-7.25	0.00	10.55
	Muro sinistro	0.0	0.0	-2071.9	0.0	-12.25	-6.10	5.55
	Paraghiaia sinistro	0.0	0.0	-367.6	0.0	-12.25	-6.60	10.55
	Muro destro	0.0	0.0	-2071.9	0.0	-12.25	6.10	5.55
	Paraghiaia destro	0.0	0.0	-367.6	0.0	-12.25	6.60	10.55
	Platea	0.0	0.0	-28462.5	0.0	-8.25	0.00	1.15
	Terreno riempimento su platea	0.0	0.0	-18190.0	0.0	-12.25	0.00	7.30
Spinte statiche M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	6739.3	-3190.5	0.0	-16.50	0.00	4.10
	Spinte terre su Muro Sinistro	2952.7	0.0	-1397.8	0.0	-11.88	-5.35	5.63
	Spinte terre su Muro Destro	-2952.7	0.0	-1397.8	0.0	-11.88	5.35	5.63
Spinte statiche M1 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	4205.8	0.0	0.0	-16.50	0.00	4.10
	Spinte terre su Muro Sinistro	1842.7	0.0	0.0	0.0	-11.88	-5.35	5.63
	Spinte terre su Muro Destro	-1842.7	0.0	0.0	0.0	-11.88	5.35	5.63
Spinte statiche M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	8492.9	-3317.7	0.0	-16.50	0.00	4.10
	Spinte terre su Muro Sinistro	3721.0	0.0	-1453.6	0.0	-11.88	-5.35	5.63
	Spinte terre su Muro Destro	-3721.0	0.0	-1453.6	0.0	-11.88	5.35	5.63
Spinte statiche M2 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	5334.2	0.0	0.0	-16.50	0.00	4.10
	Spinte terre su Muro Sinistro	2337.1	0.0	0.0	0.0	-11.88	-5.35	5.63
	Spinte terre su Muro Destro	-2337.1	0.0	0.0	0.0	-11.88	5.35	5.63
Δ Sovrappinte sismiche M2	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	11832.1	0.0	0.0	-16.50	0.00	6.20
	Spinte terre su Muro Sinistro	5184.0	0.0	0.0	0.0	-12.25	-5.35	7.30

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	55 di 139

	Spinte terre su Muro Destro	-5184.0	0.0	0.0	0.0	-12.25	5.35	7.30
Spinte statiche ballast q2 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	511.9	-242.4	0.0	-16.50	0.00	6.20
	Spinte terre su Muro Sinistro	425.2	0.0	-201.3	0.0	-12.25	-5.35	7.30
	Spinte terre su Muro Destro	-425.2	0.0	-201.3	0.0	-12.25	5.35	7.30
	Spinta sovraccarico su platea	0.0	0.0	-1309.7	0.0	-12.25	0.00	0.00
Spinte statiche ballast q2 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	645.1	-252.0	0.0	-16.50	0.00	6.20
	Spinte terre su Muro Sinistro	535.8	0.0	-209.3	0.0	-12.25	-5.35	7.30
	Spinte terre su Muro Destro	-535.8	0.0	-209.3	0.0	-12.25	5.35	7.30
	Spinta sovraccarico su platea	0.0	0.0	-1309.7	0.0	-12.25	0.00	0.00
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q2	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	449.4	0.0	0.0	-16.50	0.00	6.20
	Spinte terre su Muro Sinistro	373.2	0.0	0.0	0.0	-12.25	-5.35	7.30
	Spinte terre su Muro Destro	-373.2	0.0	0.0	0.0	-12.25	5.35	7.30
Inerzie sovraccarico ballast q2	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	399.4	0.0	0.0	-16.50	0.00	6.20
	Spinte terre su Muro Sinistro	399.4	0.0	0.0	0.0	-12.25	-5.35	7.30
	Spinte terre su Muro Destro	-399.4	0.0	0.0	0.0	-12.25	5.35	7.30
Spinte statiche q1 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	1422.0	-673.2	0.0	-16.50	0.00	6.20
	Spinte terre su Muro Sinistro	1181.1	0.0	-559.1	0.0	-12.25	-5.35	7.30
	Spinte terre su Muro Destro	-1181.1	0.0	-559.1	0.0	-12.25	5.35	7.30
	Spinta sovraccarico su platea	0.0	0.0	-3638.0	0.0	-12.25	0.00	0.00
Spinte statiche q1 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	1792.0	-700.0	0.0	-16.50	0.00	6.20
	Spinte terre su Muro Sinistro	1488.4	0.0	-581.4	0.0	-12.25	-5.35	7.30
	Spinte terre su Muro Destro	-1488.4	0.0	-581.4	0.0	-12.25	5.35	7.30
	Spinta sovraccarico su platea	0.0	0.0	-3638.0	0.0	-12.25	0.00	0.00
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2	Spinte terre su Muro	0.0	1248.3	0.0	0.0	-16.50	0.00	6.20

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	56 di 139

q1	Frontale							
	Spinte terre su Muro Sinistro	1036.8	0.0	0.0	0.0	-12.25	-5.35	7.30
	Spinte terre su Muro Destro	-1036.8	0.0	0.0	0.0	-12.25	5.35	7.30
Inerzie sovraccarico ballast q1	Spinte terre su Muro Frontale	0.0	1109.4	0.0	0.0	-16.50	0.00	6.20
	Spinte terre su Muro Sinistro	1109.4	0.0	0.0	0.0	-12.25	-5.35	7.30
	Spinte terre su Muro Destro	-1109.4	0.0	0.0	0.0	-12.25	5.35	7.30
Inerzia del terreno x	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0.0	3605.5	-1802.7	0.0	-12.25	0.00	5.55
	Terreno riemp. sup. Paragliaia frontale	0.0	1919.2	-959.6	0.0	-12.25	0.00	10.55
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	0.0	0.0	-1802.7	0.0	-12.25	0.00	5.55
	Terreno riemp. sup. Paragliaia sinistro	0.0	0.0	-959.6	0.0	-12.25	0.00	10.55
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0.0	0.0	-1802.7	0.0	-12.25	0.00	5.55
	Terreno riemp. sup. Paragliaia destro	0.0	0.0	-959.6	0.0	-12.25	0.00	10.55
Inerzia del terreno y	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0.0	0.0	0.0	0.0	-12.25	0.00	5.55
	Terreno riemp. sup. Paragliaia frontale	0.0	0.0	0.0	0.0	-12.25	0.00	10.55
	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	3605.5	0.0	-1802.7	0.0	-12.25	0.00	5.55
	Terreno riemp. sup. Paragliaia sinistro	1919.2	0.0	-959.6	0.0	-12.25	0.00	10.55
	Terreno riemp. inf. Muro destro	0.0	0.0	0.0	0.0	-12.25	0.00	5.55
	Terreno riemp. sup. Paragliaia destro	0.0	0.0	0.0	0.0	-12.25	0.00	10.55
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.0	1934.8	-967.4	0.0	-6.58	0.00	5.55
	Paragliaia frontale	0.0	180.7	-90.3	0.0	-7.25	0.00	10.55
	Muro sinistro	0.0	631.8	-315.9	0.0	-12.25	0.00	5.55

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	57 di 139

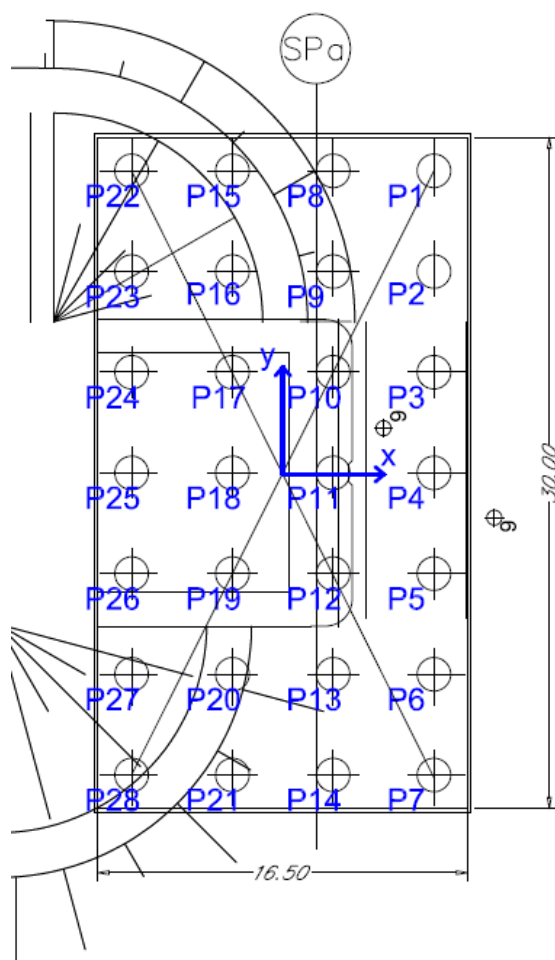
	Paraghiaia sinistro	0.0	112.1	-56.1	0.0	-12.25	0.00	10.55
	Muro destro	0.0	631.8	-315.9	0.0	-12.25	0.00	5.55
	Paraghiaia destro	0.0	112.1	-56.1	0.0	-12.25	0.00	10.55
	Platea	0.0	8679.4	-4339.7	0.0	-8.00	0.00	1.15
Inerzia y spalla	Muro frontale	1934.8	0.0	-967.4	0.0	-6.58	0.00	4.50
	Paraghiaia frontale	180.7	0.0	-90.3	0.0	-7.25	0.00	8.75
	Muro sinistro	631.8	0.0	-315.9	0.0	-12.25	0.00	6.10
	Paraghiaia sinistro	112.1	0.0	-56.1	0.0	-12.25	0.00	10.45
	Muro destro	631.8	0.0	-315.9	0.0	-12.25	0.00	6.10
	Paraghiaia destro	112.1	0.0	-56.1	0.0	-12.25	0.00	10.45
	Platea	8679.4	0.0	-4339.7	0.0	-8.00	0.00	1.15
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato	0.0	0.0	-7542.0	0.0	-5.83	0.00	8.95
	Frenatura	0.0	2255.0	-130.0	0.0	-5.83	0.00	8.95
	Vento trasversale	554.7	0.0	0.0	2577.2	-5.83	0.00	8.95
	Sovraccarico acc	15.1	0.0	-4747.8	-1085.2	-5.83	0.00	8.95
	Azione centrifuga	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00
	Resistenze parassite	0.0	368.7	0.0	0.0	-5.83	0.00	8.95
	Azioni laterali (serpeggio)	210.0	0.0	0.0	-762.8	-5.83	0.00	8.95
Sisma x - impalcato	Ex	311.1	8711.1	1966.4	-0.6	-5.83	0.00	8.95
Sisma y - impalcato	Ey	3410.1	2644.1	0.0	-51.1	-5.83	0.00	8.95
Sisma z - impalcato	Ez	-106.3	-814.2	-1828.5	7.1	-5.83	0.00	8.95

Tali azioni combinate con i coefficienti riportati in precedenza determinano le sollecitazioni di progetto nel baricentro del plinto, alla quota intradosso, esposte nelle tabelle seguenti.

Sollecitazioni intradosso fondazione					
Combinazioni	N_{tot}	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
cond. A1+M1+R1 (a)	-115073	-78716	-5847	674	15529
cond. A1+M1+R1 (b)	-108177	-51130	-5847	674	15529
cond. A2+M2+R2 (a)	-87783	-47162	-5052	584	14678
cond. A2+M2+R2 (b)	-81782	-23157	-5052	584	14678
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-66777	179700	-47425	8581	50434
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-81873	151248	-46850	8518	49945
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-70710	-159219	-41854	7959	-10911
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-85806	-187670	-41279	7895	-11399
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-68154	38320	-147778	27531	24671
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-83250	9868	-147203	27467	24182
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-50541	54948	-44000	8144	23390
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-100862	-39891	-42084	7932	21761
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-51721	-52378	-44475	8251	4355
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-102042	-147218	-42558	8039	2726
SLE_rara (a)	-84259	-59100	-3974	453	11149
SLE_rara (b)	-78829	-43337	-3974	453	9727
SLE_freq (a)	-79593	-64343	-1525	72	9500
SLE_freq (b)	-76878	-56462	-1525	72	8789
SLE_Q.P.	-73952	-75653	0	0	7436

11 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE

Si descrivono le verifiche strutturali del plinto di fondazione. Per il calcolo del plinto si sono schematizzati dei modelli locali (porzioni) dello stesso: modelli a mensola per il calcolo degli sbalzi, sia per la direzione trasversale che longitudinale. Ai modelli di calcolo sono state applicate le reazioni verticali risultanti sui pali di fondazione per ciascuna combinazione di carico, il peso proprio della porzione di plinto larga un metro, il peso del ricoprimento gravante sulla stessa area e le coppie agli estremi della trave dovute ai momenti dei muri andatori. Si è poi proceduto alle verifiche a pressoflessione e taglio delle zone più sollecitate del plinto di fondazione. Di seguito verrà riportato il calcolo delle reazioni dei pali, successivamente verranno calcolate tutte le porzioni di plinto.



11.1 Reazione sui pali di fondazione

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	60 di 139

A partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione.

Si riportano di seguito i dati della palificata in termini di coordinate geometriche dei pali rispetto al baricentro del plinto di fondazione e le azioni risultanti su ciascun palo per le combinazioni di carico di progetto.

Coordinate pali

<i>palo</i>	<i>x [m]</i>	<i>y [m]</i>	<i>x²</i>	<i>y²</i>	<i>W_x [m]</i>	<i>W_y [m]</i>
1	6.75	13.5	45.5625	182.25	105	168
2	6.75	9	45.5625	81	105	252
3	6.75	4.5	45.5625	20.25	105	504
4	6.75	0	45.5625	[-]	105	[-]
5	6.75	-4.5	45.5625	20.25	105	-504
6	6.75	-9	45.5625	81	105	-252
7	6.75	-13.5	45.5625	182.25	105	-168
8	2.25	13.5	5.0625	182.25	315	168
9	2.25	9	5.0625	81	315	252
10	2.25	4.5	5.0625	20.25	315	504
11	2.25	0	5.0625	[-]	315	[-]
12	2.25	-4.5	5.0625	20.25	315	-504
13	2.25	-9	5.0625	81	315	-252
14	2.25	-13.5	5.0625	182.25	315	-168
15	-2.25	13.5	5.0625	182.25	-315	168
16	-2.25	9	5.0625	81	-315	252

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	61 di 139

<i>palo</i>	<i>x [m]</i>	<i>y [m]</i>	<i>x²</i>	<i>y²</i>	<i>W_x [m]</i>	<i>W_y [m]</i>
17	-2.25	4.5	5.0625	20.25	-315	504
18	-2.25	0	5.0625	[-]	-315	[-]
19	-2.25	-4.5	5.0625	20.25	-315	-504
20	-2.25	-9	5.0625	81	-315	-252
21	-2.25	-13.5	5.0625	182.25	-315	-168
22	-6.75	13.5	45.5625	182.25	-105	168
23	-6.75	9	45.5625	81	-105	252
24	-6.75	4.5	45.5625	20.25	-105	504
25	-6.75	0	45.5625	[-]	-105	[-]
26	-6.75	-4.5	45.5625	20.25	-105	-504
27	-6.75	-9	45.5625	81	-105	-252
28	-6.75	-13.5	45.5625	182.25	-105	-168

Caratteristiche geometriche fondazione

Dimensioni del plinto		
Lx	16	m
Ly	20.5	m
Lz	2.3	m
n	28	numero pali

Sforzi sui pali di fondazione per ciascuna combinazione di carico:

$$\text{Sforzo normale sul singolo palo: } N_i = \frac{N}{n} - \frac{M_y}{\sum x^2} x_i - \frac{M_x}{\sum y^2} y_i$$

$$\text{Sforzo di taglio orizzontale su singolo palo: } H_i = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} / n$$

Dove:

n è il numero di pali di fondazione

x è la distanza longitudinale del palo dal baricentro del plinto

y è la distanza trasversale del palo dal baricentro del plinto

N, M_x, M_y, V_x, V_y sono le sollecitazioni calcolate a intradosso plinto di fondazione

Si riporta in forma tabellare tutte le reazioni dei pali per ogni combinazione di carico.

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	63 di 139

Sforzi di taglio	
Combinazioni	$V_{i,tot}$
	[kN]
cond. A1+M1+R1 (a)	555
cond. A1+M1+R1 (b)	555
cond. A2+M2+R2 (a)	525
cond. A2+M2+R2 (b)	525
Ex+0.3Ey+0.3Ez	1827
Ex+0.3Ey-0.3Ez	1810
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	482
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	495
0.3Ex+Ey+0.3Ez	1320
0.3Ex+Ey-0.3Ez	1307
0.3Ex+0.3Ey+Ez	885
0.3Ex+0.3Ey-Ez	827
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	333
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	303
SLE_rara (a)	399
SLE_rara (b)	348
SLE_freq (a)	339
SLE_freq (b)	314
SLE_Q.P.	266

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	64 di 139

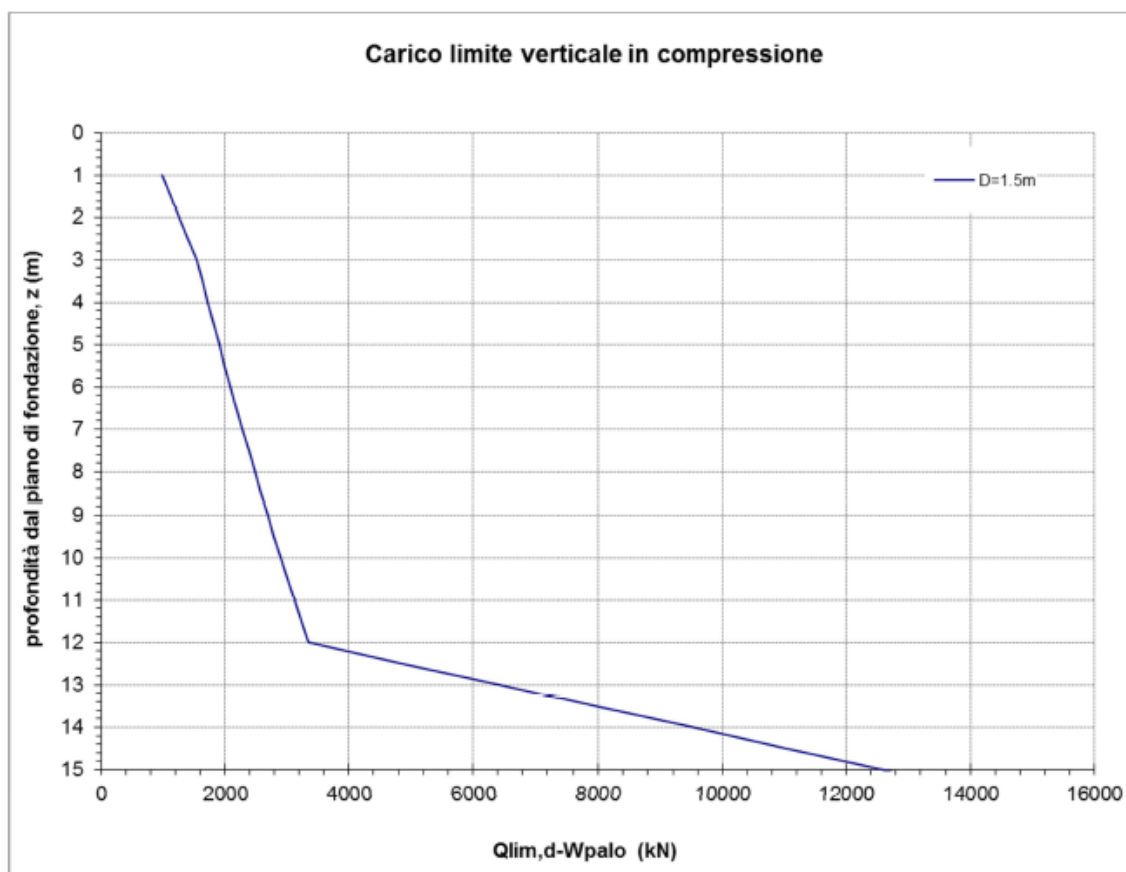
Combinazioni	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	Q9	Q10
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
cond. A1+M1+R1 (a)	-3325	-3337	-3348	-3360	-3372	-3383	-3395	-3825	-3837	-3848
cond. A1+M1+R1 (b)	-3342	-3353	-3365	-3377	-3388	-3400	-3411	-3666	-3678	-3690
cond. A2+M2+R2 (a)	-2656	-2666	-2676	-2686	-2696	-2706	-2716	-2955	-2965	-2975
cond. A2+M2+R2 (b)	-2670	-2680	-2690	-2700	-2710	-2720	-2730	-2817	-2827	-2837
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-3814	-3908	-4002	-4096	-4190	-4285	-4379	-2673	-2767	-2861
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-4086	-4179	-4272	-4365	-4457	-4550	-4643	-3125	-3218	-3311
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-760	-843	-926	-1009	-1092	-1175	-1258	-1771	-1854	-1937
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1031	-1113	-1195	-1277	-1359	-1441	-1523	-2223	-2305	-2387
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1919	-2213	-2506	-2799	-3092	-3385	-3679	-1676	-1969	-2262
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-2191	-2483	-2775	-3067	-3359	-3651	-3943	-2128	-2420	-2712
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-2066	-2154	-2241	-2328	-2416	-2503	-2590	-1718	-1805	-1892
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-2972	-3055	-3139	-3222	-3306	-3389	-3473	-3225	-3309	-3392
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-1084	-1172	-1260	-1348	-1437	-1525	-1613	-1416	-1504	-1593
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1989	-2073	-2158	-2242	-2327	-2411	-2496	-2924	-3008	-3093
SLE_rara (a)	-2423	-2431	-2439	-2446	-2454	-2462	-2470	-2798	-2806	-2814
SLE_rara (b)	-2379	-2387	-2395	-2403	-2410	-2418	-2426	-2654	-2662	-2670
SLE_freq (a)	-2221	-2224	-2227	-2230	-2233	-2236	-2239	-2629	-2632	-2635
SLE_freq (b)	-2199	-2202	-2205	-2208	-2211	-2214	-2217	-2557	-2560	-2563
SLE_Q.P.	-1921	-1921	-1921	-1921	-1921	-1921	-1921	-2401	-2401	-2401

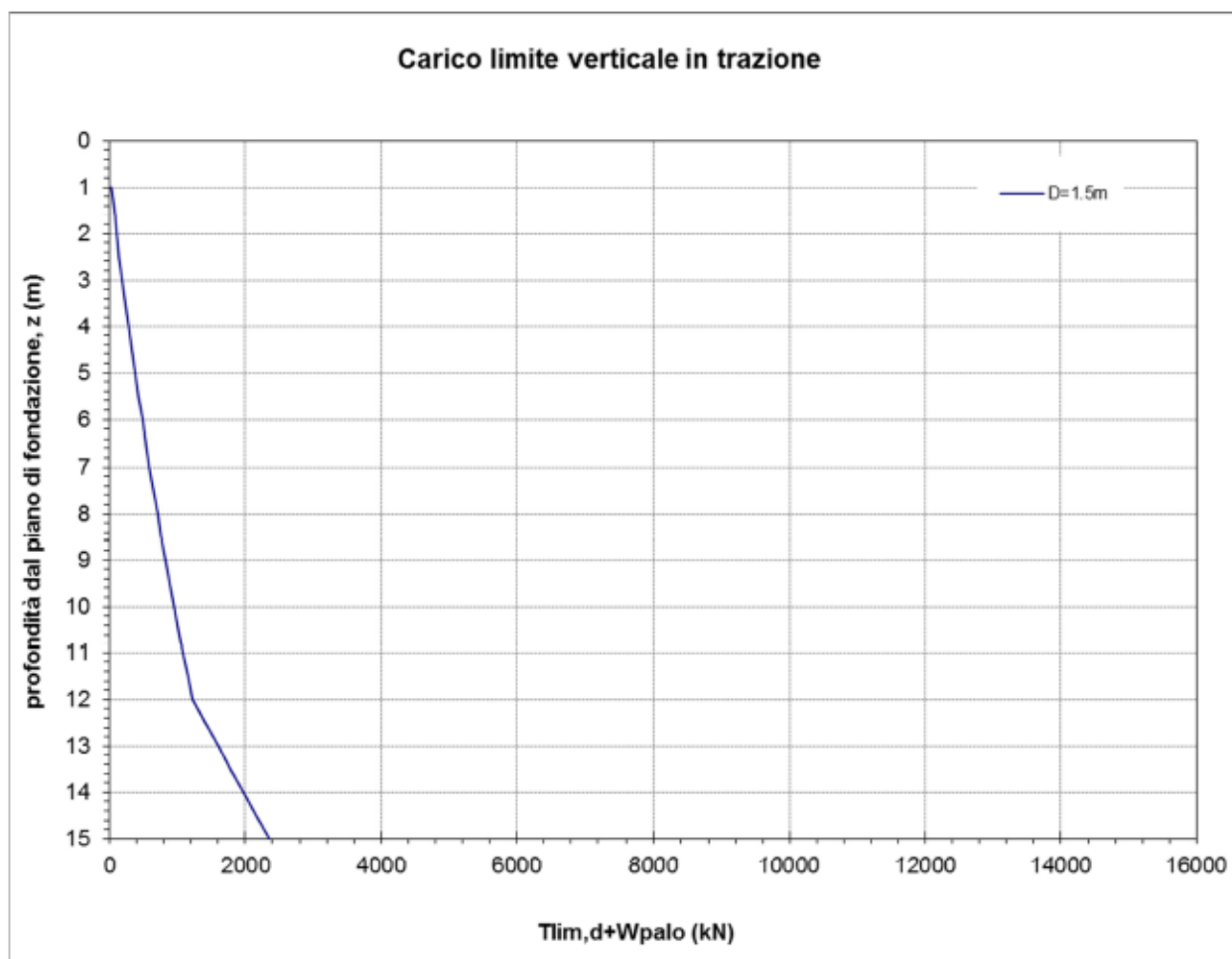
Sforzi massimi pali		
Massimo V	1827	kN
Minimo V	266	kN
Massimo N	-391	kN
Minimo N	-5300	kN

Queste azioni massime sui pali risultano essere minori delle reazioni massime dei pali. Infatti considerando una lunghezza del palo di 30 metri il palo riesce a portare i carichi di compressione massimi.

VI02

SpA



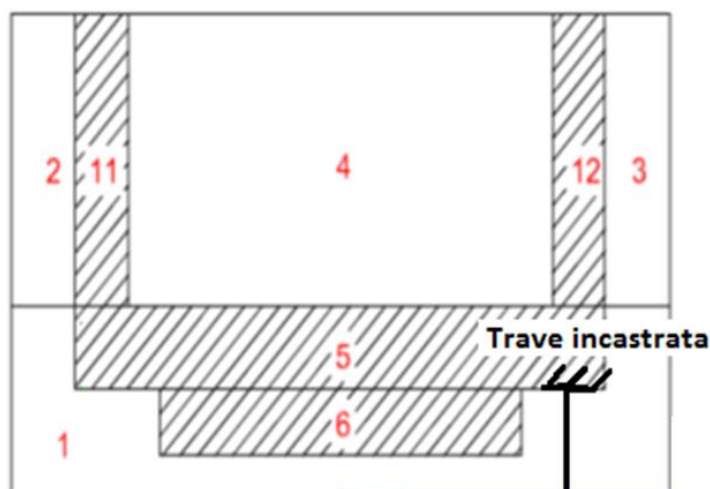


Considerando per ogni palo un armatura minima di 40 ϕ 26 + 35 ϕ 26 (distribuiti su due file) , si riesce ad ottenere dei valori di resistenza a taglio maggiori di quelle di progetto. Per una più esauriva descrizione di questi valori si rimanda alle relazioni geotecniche.

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	3169.6 (kN)		3169.6 (kN)	
Palo intermedio	28904.8 (kN)		28904.8 (kN)	
Palo corto	99663.6 (kN)		99663.6 (kN)	
	H_{med} 3169.6 (kN)	Palo lungo	H_{min} 3169.6 (kN)	Palo lungo
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		1920.97 (kN)	
	H_d = H_k/γ_T		1477.67 (kN)	

11.2 Modello di calcolo longitudinale: sollecitazioni e verifiche

Anteriormente il plinto di fondazione è stato calcolato e verificato con uno di schema a mensola (come illustrato in figura).



Il plinto è vincolato in corrispondenza del muro frontale da un incastro. Per il calcolo di questa porzione di plinto sono state considerate più posizioni: trave in corrispondenza dei pali P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7. Sono state applicate al modello le forze verticali in corrispondenza dei pali e come carico distribuito il peso proprio della fondazione.

Nella tabella seguente sono indicate le sollecitazioni calcolate considerando i carichi dei pilastri sopra esposti, dividendoli per una diffusione del carico fino al baricentro della fondazione. Si è considerato anche il carico uniformemente distribuito del peso proprio del plinto. Per le verifiche a momento negativo SLU, per le combinazioni sismiche e agli SLE è stato considerato come un carico favorevole, quindi si è applicato ad esso un coefficiente di incremento del carico pari a 1 (prima tabella). Invece per la combinazione SLU che considera un momento negativo massimo questo coefficiente è stato posto uguale a 1.35 (Seconda tabella).

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	71 di 139

Combinazioni	P.p. platea	P1		P2		P3		P4		P5		P6		P7	
		M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T
	[kN/ m]	[kNm/ m]	[kN/ m]	[kNm/ m]	[kN/ m]	[kNm/ m]	[kN/ m]	[kNm/ m]	[kN/ m]	[kNm/ m]	[kN/ m]	[kNm/ m]	[kN/ m]	[kNm/ m]	[kN/ m]
cond. A1+M1+R1 (a)	77.62	2177	-478	2188	-481	2199	-484	2210	-487	2221	-490	2232	-493	2243	-496
cond. A1+M1+R1 (b)	77.62	2192	-482	2203	-485	2215	-488	2226	-491	2237	-494	2248	-497	2259	-500
cond. A2+M2+R2 (a)	77.62	1534	-301	1543	-304	1553	-307	1562	-309	1572	-312	1582	-315	1591	-317
cond. A2+M2+R2 (b)	77.62	1547	-305	1557	-308	1567	-311	1576	-313	1586	-316	1595	-318	1605	-321

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime, considerando per le verifiche a SLU un incremento delle sollecitazioni di 1,1 (coefficiente di sovra-resistenza).

Per verifiche SLU		
$M_{neg,min}$	$M_{pos,max}$	$T_{calcolo}$
KNm/m	KNm/m	KNm/m
-26.2	4077.1	1020

SLE_rara	
$M_{,min}$	$M_{pos,max}$
KNm/m	KNm/m
1573	1619

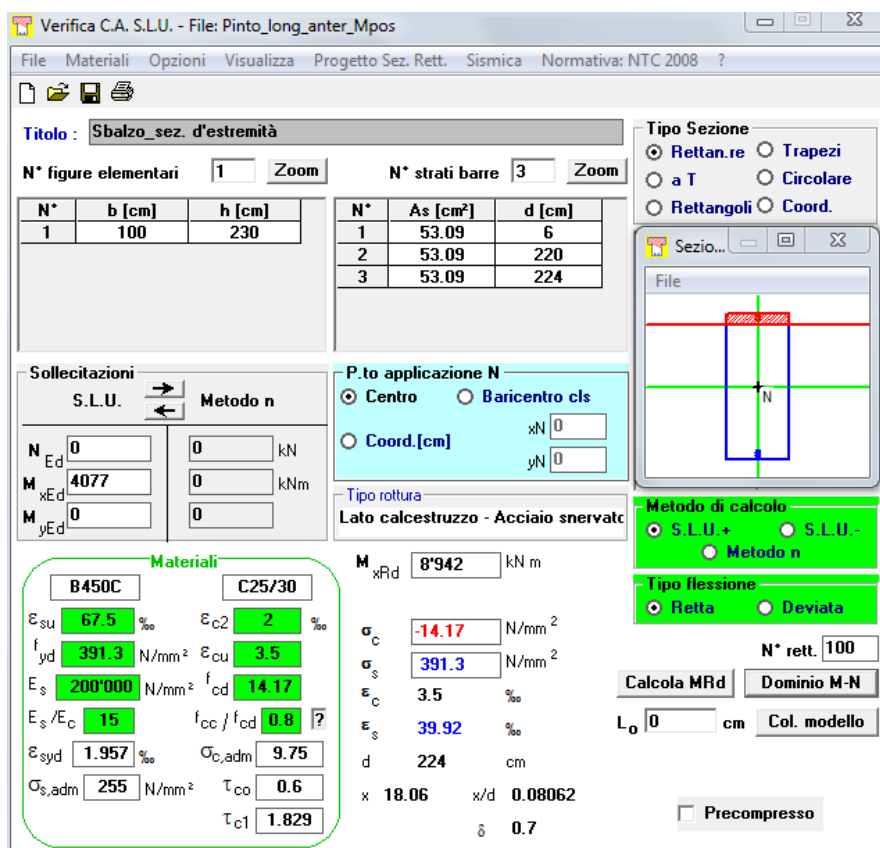
SLE_quasi permanente

$M_{,min}$	$M_{pos,max}$
KNm/m	KNm/m
1091	1091

11.2.1 Verifiche a flessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e altezza pari a 2.30m del plinto di fondazione per le armature in direzione longitudinale. Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- 1 fila di \varnothing 26/10 superiori
- 2 file di \varnothing 26/10 inferiori



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

- Titolo:** Sbalzo_sez. d'estremità
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 3

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	53.09	6
			2	53.09	220
			3	53.09	224

Sollecitazioni (S.L.U.):

- N_{Ed} : 0 kN
- M_{xEd} : 4077 kNm
- M_{yEd} : 0 kNm

Materiali:

- B450C:** ϵ_{su} 67.5%, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200'000 N/mm², ϵ_{s/E_c} 15, ϵ_{syd} 1.957%, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
- C25/30:** ϵ_{c2} 2%, ϵ_{cu} 3.5, f_{cd} 14.17, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 9.75, τ_{co} 0.6, τ_{c1} 1.829

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U.+

Tipo flessione: Retta

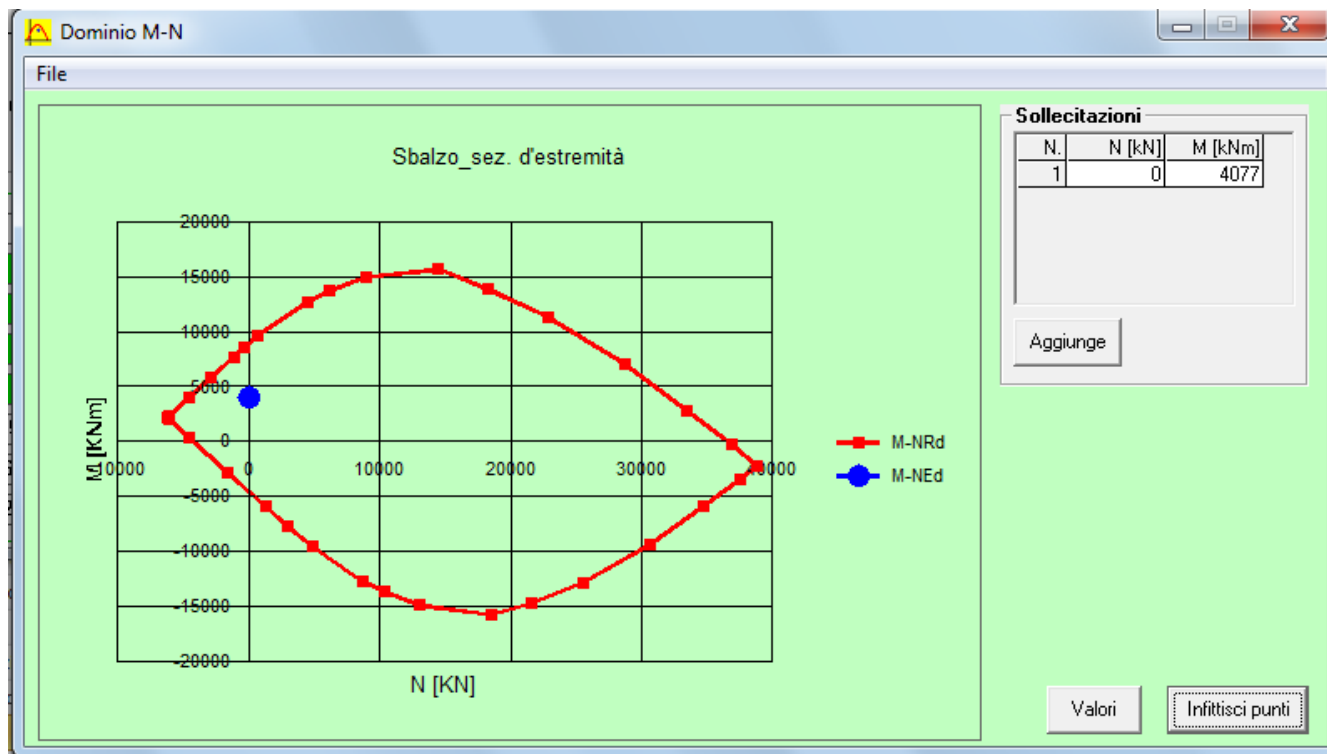
Calcoli: M_{xRd} 8'942 kN m, σ_c -14.17 N/mm², σ_s 391.3 N/mm², ϵ_c 3.5%, ϵ_s 39.92%, d 224 cm, x 18.06 cm, x/d 0.08062, δ 0.7

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	73 di 139

Verifica a momento positivo (SLU):



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	74 di 139

Verifica a fessurazione (SLE):

Sezione a Momento Positivo

Dimensioni della sezione di calcolo

-	Altezza totale	h=	230	cm
	Altezza utile	d=	224	cm
	Larghezza di calcolo	b=	100	cm
	Area Acciaio teso	As=	106.13	cm ²
	Area Acciaio compresso	As'=	53.07	cm ²

lembo superiore: 1 Φ 26/10

lembo inferiore: 1 Φ 26/10 + 1 Φ 26/10

Calcestruzzo Rck = 300 daN/cm²

Copriferro teso (da baric arm tesa) c= 6 cm

Copriferro compresso (da baric arm compr) d'= 6 cm

Momento sollecitante comb.frequente Mf 1573 kN m

Momento sollecitante comb. Quasi permanente Mq.p. 0.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x= 64.43 cm

Momento di inerzia della sezione omog. Ji= 52168935 cm⁴

Area omogeneizzata Ai= 8830.5 cm²

Verifica a flessione

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

σ_{sr} = 1669.1 daN/cm²

Verifica di combinazione frequente:

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	75 di 139

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -30.9 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 1147.7 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_sII = 1147.7 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -420.2 \text{ daN/cm}^2$$

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese

$$\Phi_t = 2.60 \text{ cm}$$

interasse medio barre tese

$$f_c = 5.00 \text{ cm}$$

diametro medio barre compresse

$$\Phi_t = 2.60 \text{ cm}$$

interasse medio barre compresse

$$f_c = 10.00 \text{ cm}$$

baric. sez.fess.dal lembo inferiore

$$y_{gf} = 64.43 \text{ cm}$$

baric. sez. int. reag. dal lembo inf.

$$y_g = 118.42 \text{ cm}$$

asse neutro x

$$y_n = 64.43 \text{ cm}$$

braccio coppia interna

$$z = 202.52 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia sezione fess.

$$I_f = 52168935 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia sez.inter.reag.

$$I_i = 129763138 \text{ cm}^4$$

Momento di prima fess. a fless.

$$M_{1f} = 363787 \text{ daN m}$$

Momento di prima fess. a traz.

$$M_{1t} = 303156 \text{ daN m}$$

Momento di formaz. fessure

$$M_{ff} = 205935 \text{ daN m}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 24.20 \text{ cm}$$

Area efficace

$$A_{eff} = 2420 \text{ cm}^2$$

Verifica combinazione rara

in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive

$$k_2 = 0.4$$

$$k_3 = 0.125$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0.5$$

Distanza media tra le fessure

$$s_{rm} = 13.36 \text{ cm}$$

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	76 di 139

Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000223
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.03 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_1 =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.05 mm

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_1$

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto_long_anter_rara

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

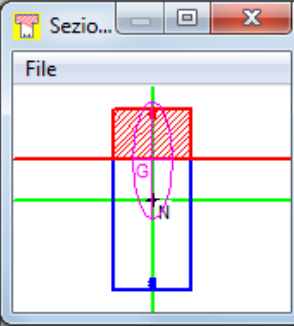
Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	230

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6
2	53.09	220
3	53.09	224

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...
 File


Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	6306.2	1619	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200*000 N/mm²	f _{cd} 14.17
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 9.75
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6
	τ _{c1} 1.829

σ_c -2.027 N/mm²
 σ_s 75.88 N/mm²
 ε_s 0.3794 ‰
 d 224 cm
 x 64.07 x/d 0.286
 δ 0.7976

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

$$\sigma_c = 2.027 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30.71 = 16.89 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 75.88 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto_long_anter_qp

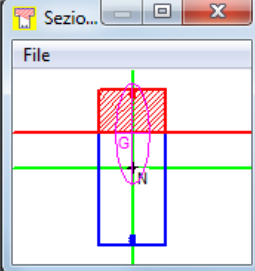
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	53.09	6
			2	53.09	220
			3	53.09	224

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...


Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	6306.2	1091	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

σ_c -1.366 N/mm²
 σ_s 51.13 N/mm²
 ε_s 0.2557 ‰
 d 224 cm
 x 64.07 x/d 0.286
 δ 0.7976

$$\sigma_c = 1.366 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30.71 = 12.28 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

11.2.2 Verifiche a taglio

Come armatura a taglio si considerano spille $\phi 10/20 \times 20$. Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo le NTC2008.

Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	300 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	166 kg/cm ²	
$f'_{cd} =$	83 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	200 cm	altezza della trave
$c =$	5 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	195 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	12 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	5	
$A_{sw} =$	5.65 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	20 cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

$$\theta = 21.41^\circ \quad \text{inclinazione dei puntoni d'anima}$$

$V_{rsd} =$	4951 daN	taglio trazione
$V_{rzd} =$	4951 daN	taglio compressione

$$\text{ctg } \theta = 2.55 \quad \Rightarrow \text{ si assume } \text{ctg } \theta = 2.5$$

$V_{rsd} =$	485422 daN
$V_{rzd} =$	502293 daN

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rzd}] \quad 4854 \text{ kN}$$

$$V_{ed} \quad 1020 \text{ kN} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	80 di 139

11.3 Modello di calcolo trasversale: sollecitazioni e verifiche

Trasversalmente il plinto di fondazione è stato calcolato e verificato con uno di schema a mensola in corrispondenza dello sbalzo. Infatti essendo lo sbalzo molto più grande rispetto alla porzione contenuta all'interno dei muri è dimensionante per tutta la porzione.

Il plinto è vincolato in corrispondenza dei muri andatori da un incastro. Per il calcolo di questa porzione di plinto sono state considerate più posizioni: trave in corrispondenza dei pali P1-P2, P8-P9, P15-16, P23-24, P6-7, P13-14, P20-21, P27-28. Sono state applicate al modello le forze verticali in corrispondenza dei pali e come carico distribuito il peso proprio della fondazione.

Sbalzo laterale	
modello di calcolo longitudinale	
L mensola	8.15
Braccio palo 1	2.15
Braccio palo 2	6.65
diffusione	3.8
peso proprio max	77.625
peso proprio min	57.5
coefficiente sovraresistenza	1.1

Nelle tabelle seguenti sono indicate le sollecitazioni calcolate considerando i carichi dei pilastri sopra esposti, dividendoli per una diffusione del carico fino al baricentro della fondazione. Si è considerato anche il carico uniformemente distribuito del peso proprio del plinto.

Per le verifiche a momento negativo SLU, per le combinazioni sismiche e agli SLE è stato considerato come un carico favorevole, quindi si è applicato ad esso un coefficiente di incremento del carico pari a 1. Invece per la combinazione SLU che considera un momento negativo massimo questo coefficiente è stato posto uguale a 1.35.

Combinazioni	Palo 1 [kN/m]	Palo 2 [kN/m]	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
			M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]	M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-875.1	-878.1	5797.6	-1284.6	5129.2	-1120.6
cond. A1+M1+R1 (b)	-879.4	-882.4	5835.6	-1293.2	5167.2	-1129.2
cond. A2+M2+R2 (a)	-698.9	-701.6	4246.5	-931.8	3578.1	-767.8
cond. A2+M2+R2 (b)	-702.7	-705.3	4279.6	-939.4	3611.2	-775.4
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1003.7	-1028.5	6976.1	-1563.5	6307.7	-1399.5
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1075.2	-1099.6	7604.4	-1706.2	6936.1	-1542.2
(-)Ex+0.3Ey+0.3Ez	-200.0	-221.8	-103.0	46.8	-771.4	210.9
(-)Ex+0.3Ey-0.3Ez	-271.4	-293.0	525.3	-95.8	-143.0	68.2
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-505.1	-582.3	2701.1	-618.7	2032.8	-454.7
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-576.6	-653.4	3329.5	-761.4	2661.1	-597.4
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-543.8	-566.8	2925.2	-642.0	2256.9	-477.9
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-782.1	-804.0	5019.7	-1117.5	4351.3	-953.4
(-)0.3Ex+0.3Ey+Ez	-285.2	-308.4	649.7	-124.9	-18.7	39.1
(-)0.3Ex+0.3Ey-Ez	-523.4	-545.6	2744.2	-600.4	2075.8	-436.4
SLE_rara (a)	-637.6	-639.6	3705.4	-808.6	3037.0	-644.6
SLE_rara (b)	-626.0	-628.1	3603.9	-785.5	2935.6	-621.5
SLE_freq (a)	-584.4	-585.2	3234.8	-701.0	2566.5	-537.0
SLE_freq (b)	-578.6	-579.4	3184.1	-689.5	2515.7	-525.4
SLE_Q.P.	-505.4	-505.4	2538.1	-542.2	1869.7	-378.2

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	81 di 139

Combinazioni	Palo 8 [kN/m]	Palo 9 [kN/m]	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
			M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]	M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1006.6	-1009.6	6955.0	-1547.6	6286.6	-1383.6
cond. A1+M1+R1 (b)	-964.8	-967.9	6587.4	-1464.1	5919.0	-1300.1
cond. A2+M2+R2 (a)	-777.7	-780.4	4939.9	-1089.4	4271.6	-925.4
cond. A2+M2+R2 (b)	-741.4	-744.0	4620.1	-1016.8	3951.7	-852.7
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-703.4	-728.2	4333.9	-963.0	3665.5	-799.0
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-822.5	-846.9	5380.6	-1200.8	4712.2	-1036.7
(-)Ex+0.3Ey+0.3Ez	-466.0	-487.8	2238.1	-485.2	1569.7	-321.2
(-)Ex+0.3Ey-0.3Ez	-585.0	-606.6	3284.7	-722.9	2616.4	-558.9
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-441.1	-518.2	2137.7	-490.7	1469.3	-326.7
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-560.1	-636.9	3184.4	-728.4	2516.0	-564.4
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-452.0	-475.0	2117.3	-458.3	1448.9	-294.3
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-848.7	-870.7	5606.2	-1250.8	4937.8	-1086.7
(-)0.3Ex+0.3Ey+Ez	-372.7	-395.9	1419.8	-300.0	751.5	-135.9
(-)0.3Ex+0.3Ey-Ez	-769.4	-791.6	4908.8	-1092.4	4240.4	-928.4
SLE_rara (a)	-736.3	-738.4	4574.3	-1006.1	3905.9	-842.0
SLE_rara (b)	-698.4	-700.5	4241.2	-930.3	3572.8	-766.3
SLE_freq (a)	-691.9	-692.7	4180.9	-916.0	3512.5	-752.0
SLE_freq (b)	-673.0	-673.8	4014.3	-878.1	3345.9	-714.1
SLE Q.P.	-631.8	-631.8	3650.5	-795.0	2982.1	-631.0

Combinazioni	Palo 15 [kN/m]	Palo 16 [kN/m]	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
			M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]	M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1138.1	-1141.2	8112.4	-1810.7	7444.0	-1646.6
cond. A1+M1+R1 (b)	-1050.3	-1053.3	7339.2	-1634.9	6670.8	-1470.9
cond. A2+M2+R2 (a)	-856.5	-859.2	5633.4	-1247.0	4965.0	-1083.0
cond. A2+M2+R2 (b)	-780.1	-782.7	4960.6	-1094.1	4292.2	-930.1
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-403.2	-428.0	1691.7	-362.5	1023.3	-198.5
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-569.7	-594.2	3156.7	-695.3	2488.3	-531.3
(-)Ex+0.3Ey+0.3Ez	-732.0	-753.9	4579.1	-1017.3	3910.7	-853.3
(-)Ex+0.3Ey-0.3Ez	-898.6	-920.1	6044.1	-1350.1	5375.8	-1186.1
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-377.0	-454.2	1574.3	-362.6	905.9	-198.6
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-543.6	-620.5	3039.3	-695.4	2370.9	-531.4
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-360.2	-383.2	1309.4	-274.7	641.0	-110.7
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-915.4	-937.3	6192.8	-1384.1	5524.4	-1220.0
(-)0.3Ex+0.3Ey+Ez	-460.2	-483.4	2190.0	-475.0	1521.6	-311.0
(-)0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1015.4	-1037.6	7073.4	-1584.3	6405.0	-1420.3
SLE_rara (a)	-835.1	-837.1	5443.3	-1203.6	4774.9	-1039.5
SLE_rara (b)	-770.9	-772.9	4878.4	-1075.2	4210.0	-911.1
SLE_freq (a)	-799.4	-800.2	5127.0	-1131.0	4458.6	-967.0
SLE_freq (b)	-767.3	-768.1	4844.5	-1066.8	4176.1	-902.8
SLE_Q.P.	-758.2	-758.2	4762.8	-1047.8	4094.5	-883.8

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	82 di 139

Combinazioni	Palo 22 [kN/m]	Palo 23 [kN/m]	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
			M incasti [kNm/m]	Taglio [kN/m]	M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1269.6	-1272.7	9269.8	-2073.7	8601.4	-1909.7
cond. A1+M1+R1 (b)	-1135.7	-1138.7	8090.9	-1805.8	7422.6	-1641.8
cond. A2+M2+R2 (a)	-935.3	-938.0	6326.8	-1404.6	5658.5	-1240.6
cond. A2+M2+R2 (b)	-818.8	-821.4	5301.1	-1171.5	4632.7	-1007.5
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-102.9	-127.7	-950.5	238.0	-1618.9	402.0
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-317.0	-341.5	932.8	-189.9	264.5	-25.9
(-)Ex+0.3Ey+0.3Ez	-998.1	-1019.9	6920.2	-1549.3	6251.8	-1385.3
(-)Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1212.1	-1233.7	8803.5	-1977.2	8135.2	-1813.2
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-313.0	-390.2	1010.8	-234.6	342.4	-70.6
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-527.1	-604.0	2894.2	-662.5	2225.8	-498.4
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-268.4	-291.3	501.4	-91.1	-166.9	72.9
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-982.0	-1004.0	6779.3	-1517.4	6110.9	-1353.4
(-)0.3Ex+0.3Ey+Ez	-547.7	-570.9	2960.1	-650.0	2291.7	-486.0
(-)0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1261.3	-1283.6	9238.0	-2076.3	8569.6	-1912.3
SLE_rara (a)	-933.8	-935.9	6312.3	-1401.1	5643.9	-1237.0
SLE_rara (b)	-843.3	-845.3	5515.6	-1220.0	4847.2	-1056.0
SLE_freq (a)	-906.9	-907.7	6073.0	-1346.0	5404.6	-1182.0
SLE_freq (b)	-861.7	-862.5	5674.7	-1255.5	5006.3	-1091.5
SLE_Q.P.	-884.6	-884.6	5875.2	-1300.7	5206.8	-1136.6

Combinazioni	Palo 7 [kN/m]	PaLO 6 [kN/m]	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
			M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]	M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-893.4	-890.3	5945.6	-1315.1	5277.2	-1151.1
cond. A1+M1+R1 (b)	-897.7	-894.7	5983.6	-1323.7	5315.3	-1159.7
cond. A2+M2+R2 (a)	-714.7	-712.1	4374.4	-958.2	3706.1	-794.2
cond. A2+M2+R2 (b)	-718.5	-715.9	4407.5	-965.7	3739.2	-801.7
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1152.3	-1127.5	8177.1	-1811.1	7508.7	-1647.1
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1221.9	-1197.5	8790.9	-1950.8	8122.5	-1786.8
(-)Ex+0.3Ey+0.3Ez	-331.1	-309.2	956.9	-171.7	288.5	-7.7
(-)Ex+0.3Ey-0.3Ez	-400.8	-379.2	1570.7	-311.3	902.3	-147.3
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-968.1	-890.9	6443.4	-1390.3	5775.0	-1226.3
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1037.7	-960.9	7057.2	-1530.0	6388.8	-1366.0
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-681.6	-658.7	4039.5	-871.7	3371.1	-707.7
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-913.9	-891.9	6085.4	-1337.2	5417.0	-1173.2
(-)0.3Ex+0.3Ey+Ez	-424.5	-401.3	1776.0	-357.1	1107.6	-193.1
(-)0.3Ex+0.3Ey-Ez	-656.7	-634.5	3821.9	-822.6	3153.5	-658.6
SLE_rara (a)	-650.0	-647.9	3806.0	-829.3	3137.6	-665.3
SLE_rara (b)	-638.5	-636.4	3704.6	-806.3	3036.2	-642.3
SLE_freq (a)	-589.2	-588.4	3273.4	-708.9	2605.1	-544.9
SLE_freq (b)	-583.4	-582.6	3222.7	-697.4	2554.4	-533.4
SLE_Q.P.	-505.4	-505.4	2538.1	-542.2	1869.7	-378.2

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	83 di 139

Combinazioni	Palo 14 [kN/m]	Palo 13 [kN/m]	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
			M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]	M incastrc [kNm/m]	Taglio [kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1024.9	-1021.9	7103.0	-1578.1	6434.6	-1414.1
cond. A1+M1+R1 (b)	-983.1	-980.1	6735.4	-1494.6	6067.1	-1330.6
cond. A2+M2+R2 (a)	-793.5	-790.9	5067.9	-1115.8	4399.5	-951.8
cond. A2+M2+R2 (b)	-757.2	-754.6	4748.0	-1043.1	4079.7	-879.1
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-852.0	-827.3	5534.9	-1210.6	4866.5	-1046.6
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-969.2	-944.8	6567.0	-1445.4	5898.6	-1281.4
(-)Ex+0.3Ey+0.3Ez	-597.1	-575.3	3298.0	-703.8	2629.6	-539.7
(-)Ex+0.3Ey-0.3Ez	-714.3	-692.8	4330.1	-938.5	3661.7	-774.5
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-904.0	-826.9	5880.0	-1262.3	5211.6	-1098.3
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1021.2	-944.4	6912.1	-1497.0	6243.7	-1333.0
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-589.8	-566.9	3231.5	-688.1	2563.2	-524.1
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-980.5	-958.6	6671.9	-1470.5	6003.6	-1306.5
(-)0.3Ex+0.3Ey+Ez	-512.0	-488.8	2546.1	-532.2	1877.7	-368.2
(-)0.3Ex+0.3Ey-Ez	-902.7	-880.5	5986.5	-1314.6	5318.1	-1150.6
SLE_rara (a)	-748.8	-746.7	4675.0	-1026.8	4006.6	-862.8
SLE_rara (b)	-710.9	-708.8	4341.8	-951.1	3673.4	-787.1
SLE_freq (a)	-696.7	-695.9	4219.5	-924.0	3551.1	-759.9
SLE_freq (b)	-677.8	-677.0	4052.9	-886.1	3384.5	-722.1
SLE_Q.P.	-631.8	-631.8	3650.5	-795.0	2982.1	-631.0

Combinazioni	Palo 21 [kN/m]	Palo 20 [kN/m]	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
			M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]	M incastro [kNm/m]	Taglio [kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1156.4	-1153.4	8260.4	-1841.2	7592.0	-1677.2
cond. A1+M1+R1 (b)	-1068.6	-1065.5	7487.2	-1665.5	6818.8	-1501.4
cond. A2+M2+R2 (a)	-872.3	-869.7	5761.3	-1273.4	5092.9	-1109.4
cond. A2+M2+R2 (b)	-795.9	-793.3	5088.5	-1120.5	4420.1	-956.5
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-551.8	-527.0	2892.7	-610.1	2224.3	-446.1
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-716.5	-692.1	4343.1	-939.9	3674.7	-775.9
(-)Ex+0.3Ey+0.3Ez	-863.1	-841.3	5639.0	-1235.8	4970.7	-1071.8
(-)Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1027.9	-1006.3	7089.5	-1565.6	6421.1	-1401.6
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-840.0	-762.8	5316.5	-1134.2	4648.2	-970.2
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1004.8	-927.9	6767.0	-1464.0	6098.6	-1300.0
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-498.0	-475.1	2423.6	-504.5	1755.2	-340.4
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1047.2	-1025.2	7258.5	-1603.8	6590.1	-1439.8
(-)0.3Ex+0.3Ey+Ez	-599.5	-576.3	3316.2	-707.2	2647.9	-543.2
(-)0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1148.7	-1126.5	8151.1	-1806.5	7482.7	-1642.5
SLE_rara (a)	-847.5	-845.4	5543.9	-1224.3	4875.5	-1060.3
SLE_rara (b)	-783.3	-781.2	4979.0	-1095.9	4310.6	-931.9
SLE_freq (a)	-804.2	-803.4	5165.6	-1139.0	4497.2	-975.0
SLE_freq (b)	-772.1	-771.3	4883.1	-1074.8	4214.7	-910.8
SLE_Q.P.	-758.2	-758.2	4762.8	-1047.8	4094.5	-883.8

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	84 di 139

Combinazioni	Palo 28 [kN/m]	Palo 27 [kN/m]	Peso proprio mini		Peso proprio massimo	
			M incasti [kNm/m]	Taglio [kN/m]	M incasti [kNm/m]	Taglio [kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1288.0	-1284.9	9417.8	-2104.2	8749.4	-1940.2
cond. A1+M1+R1 (b)	-1154.0	-1150.9	8239.0	-1836.3	7570.6	-1672.3
cond. A2+M2+R2 (a)	-951.1	-948.5	6454.8	-1431.0	5786.4	-1267.0
cond. A2+M2+R2 (b)	-834.6	-831.9	5429.0	-1197.9	4760.6	-1033.9
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-251.5	-226.8	250.5	-9.6	-417.9	154.4
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-463.8	-439.3	2119.2	-434.5	1450.9	-270.5
(-)Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1129.2	-1107.3	7980.1	-1767.9	7311.7	-1603.8
(-)Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1341.5	-1319.9	9848.9	-2192.7	9180.5	-2028.7
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-776.0	-698.8	4753.1	-1006.2	4084.7	-842.2
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-988.3	-911.4	6621.9	-1431.1	5953.5	-1267.0
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-406.2	-383.2	1615.7	-320.8	947.3	-156.8
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1113.9	-1091.9	7845.0	-1737.1	7176.6	-1573.1
(-)0.3Ex+0.3Ey+Ez	-687.0	-663.8	4086.4	-882.2	3418.0	-718.2
(-)0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1394.7	-1372.5	10315.7	-2298.5	9647.3	-2134.5
SLE_rara (a)	-946.2	-944.2	6412.9	-1421.8	5744.5	-1257.8
SLE_rara (b)	-855.7	-853.6	5616.2	-1240.7	4947.8	-1076.7
SLE_freq (a)	-911.7	-910.9	6111.6	-1354.0	5443.2	-1190.0
SLE_freq (b)	-866.4	-865.6	5713.3	-1263.5	5044.9	-1099.4
SLE_Q.P.	-884.6	-884.6	5875.2	-1300.7	5206.8	-1136.6

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime, considerando per le verifiche a SLU un incremento delle sollecitazioni di 1,1 (coefficiente di sovra-resistenza).

Per verifiche SLU		
$M_{neg,min}$	$M_{pos,max}$	$T_{calcolo}$
KNm/m	KNm/m	KNm/m
-848.5	11347.3	2528

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	85 di 139

SLE_rara	
$M_{,min}$	$M_{pos,max}$
KNm/m	KNm/m
6412.9	3603.9
SLE_quasi permanente	
$M_{,min}$	$M_{pos,max}$
KNm/m	KNm/m
5875.2	5875.2

11.3.1 Verifiche a flessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e altezza pari a 2.30m del plinto di fondazione per le armature in direzione longitudinale. Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- 1 fila di \varnothing 26/10 superiori
- 2 file di \varnothing 26/10 inferiori + 1 fila \varnothing 30/10 inferiori

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto_trasv_sl_u_Mpos

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	53.09	6
			2	53.09	116
			3	53.09	220
			4	70.69	224

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con barre d'acciaio e centro di gravità N.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 11347 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Fletta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

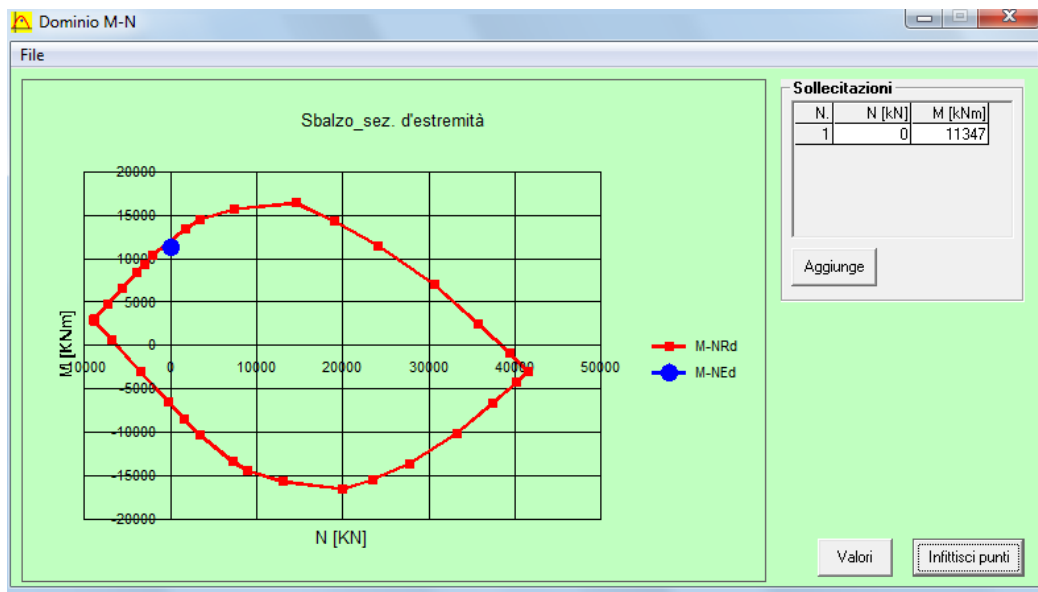
Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} 12'200 kN m
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 15.08 ‰
d 224 cm
x 42.2 w/d 0.1884
δ 0.7

Verifica a momento positivo (SLU):



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02.04 001	A	87 di 139

Verifica a fessurazione (SLE):

Sezione a Momento Positivo

Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	h=	230 cm
Altezza utile	d=	224 cm
Larghezza di calcolo	b=	100 cm
Area Acciaio teso	A _s =	176.78 cm ²
Area Acciaio compresso	A _s '=	53.07 cm ²

lembo superiore: 1 Φ 26/10

lembo inferiore: 2 Φ 26/10 + 1 Φ 30/10

Calcestruzzo R_{ck} = 300 daN/cm²

Copriferro teso (da baric arm tesa) c= 6 cm

Copriferro compresso (da baric arm compr) d'= 6 cm

Momento sollecitante comb.frequente M_f 6413.00 kN m

Momento sollecitante comb. Quasi permanente M_{q,p.} 0.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x= 80.26 cm

Momento di inerzia della sezione omog. J_i= 76411024 cm⁴

Area omogeneizzata A_i= 11473.4 cm²

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02.04.001	A	88 di 139

Verifica a flessione

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 1170.5 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -67.4 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 1809.6 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 1809.6 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -934.8 \text{ daN/cm}^2$$

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.74 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	3.33 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.60 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	10.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	80.26 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	122.65 cm
asse neutro x	$y_n =$	80.26 cm
braccio coppia interna	$z =$	197.25 cm
Momento d'inerzia sezione fess.	$I_f =$	76411024 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.inter.reag.	$I_i =$	142354028 cm ⁴
Momento di prima fess. a fless.	$M_{1f} =$	414813 daN m
Momento di prima fess. a traz.	$M_{1t} =$	345678 daN m
Momento di formaz. fessure	$M_{ff} =$	249802 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	25.18 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	2518 cm ²
<u>Verifica combinazione rara</u>		
<u>in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive</u>	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_m =$	11.88 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000695
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.08 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_1 =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.14 mm

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_1$

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	90 di 139

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto_trasv_sl_u_rara

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

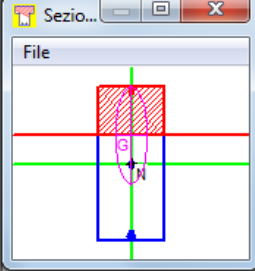
Titolo: Sbalzo sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	230

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6
2	53.09	116
3	53.09	220
4	70.69	224

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...
 File


Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 11347 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Materiali:

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

σ_c: -7.796 N/mm²
 σ_s: 245.8 N/mm²
 ε_s: 1.229 ‰
 d: 224 cm
 x: 72.22 x/d: 0.3224
 δ: 0.843

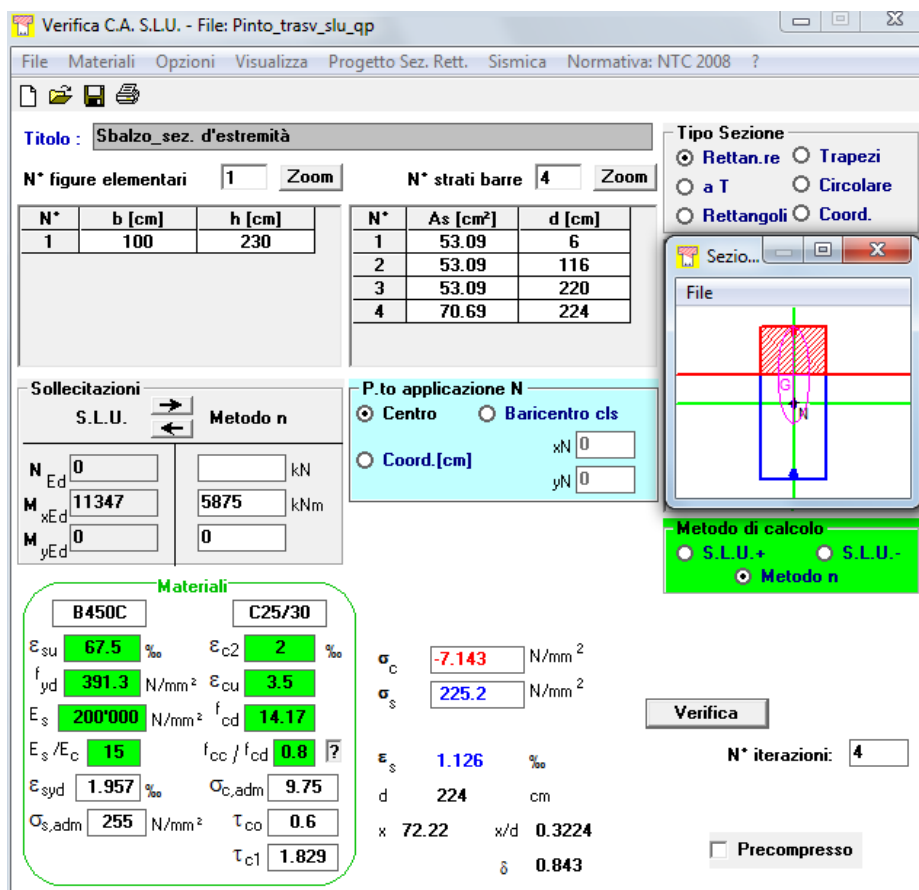
$$\sigma_c = 7.796 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30.71 = 16.89 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 245.8 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

→ VERIFICATO

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.



Titolo: Sbalzo sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 4

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	53.09	6
			2	53.09	116
			3	53.09	220
			4	70.69	224

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 11347 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

Materiali

Proprietà	B450C	C25/30
ε _{su} (%)	67.5	2
f _{yd} (N/mm²)	391.3	3.5
E _s (N/mm²)	200'000	14.17
ε _s / E _c	15	0.8
ε _{syd} (%)	1.957	9.75
σ _{s,adm} (N/mm²)	255	0.6
τ _{c1}		1.829

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm]

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

σ_c: -7.143 N/mm²
σ_s: 225.2 N/mm²
ε_s: 1.126 ‰
d: 224 cm
x: 72.22 x/d: 0.3224
δ: 0.843

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma_c = 1.366 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30.71 = 12.28 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

11.3.2 Verifiche a taglio

Come armatura a taglio si considerano spille $\phi 10/20 \times 20$. Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo le NTC2008.

Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	300 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	166 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	83 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	200 cm	altezza della trave
$c =$	5 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	195 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	12 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	5	
$A_{sw} =$	5.65 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	20 cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

$$\theta = 21.41 \text{ °} \quad \text{inclinazione dei puntoni d'anima}$$

$V_{rsd} =$	4951 daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	4951 daN	taglio compressione
$\text{ctg } \theta =$	2.55	=> si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$

$$V_{rsd} = 485422 \text{ daN}$$

$$V_{rcd} = 502293 \text{ daN}$$

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}] \quad 4854 \text{ kN}$$

$$V_{ed} \quad 2528 \text{ kN} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

12 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari agenti sul muro frontale.

	Elemento	Componenti risultante			Pos. della risultante		
		Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	x [m]	y [m]	z [m]
Peso proprio	Muro frontale	0	0	-5773.63	0.00	0	3.25
	Paraghiaia frontale	0	0	-592.53	-0.38	0	8.25
Spinte statiche M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	4759.08	-2253.00	-1.43	0	3.333
Spinte statiche M1 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	2970.01	0.00	-1.43	0	3.333
Spinte statiche M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	5997.41	-2342.84	-1.43	0	3.333
Spinte statiche M2 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	3766.84	0.00	-1.43	0	3.333
Δ Sovraspinte sismiche M2	Spinte terre su Muro Frontale	0	6525.74	0	-1.43	0	5
Spinte statiche ballast q2 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	430.19	-203.66	-1.43	0	5
Spinte statiche ballast q2 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	542.13	-211.78	-1.43	0.00	5
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q2	Spinte terre su Muro Frontale	0	377.64	0	-1.43	0.00	5
Inerzie sovraccarico ballast q2	Spinte terre su Muro Frontale	0	335.94	0.00	-5.00	0.00	5
Spinte statiche q1 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	1194.98	-565.72	-1.43	0.00	5.00
Spinte statiche q1 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	1505.92	-588.28	-1.43	0.00	5.00
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	1049.00	0	-1.43	0.00	5.00
Inerzie sovraccarico ballast q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	933.18	0.00	-5.00	0.00	5.00
Inerzia del terreno x	Terreno riemp. inf. Muro frontale	0	3032.84	0.00	-5.00	0	3.25
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0	1633.07	0.00	-5.00	0	8.25
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.00	1760.61	-880.31	0.00	0.00	3.25
	Paraghiaia frontale	0.00	180.69	-90.34	-0.38	0.00	8.25
Inerzia y spalla	Muro frontale	1760.61	0	-880.31	0.00	0	3.25
	Paraghiaia frontale	180.69	0	-90.34	-0.38	0	8.25

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	95 di 139

Azioni da impalcato	Permanenti impalcato	0	0	-7541.955	0.75	0	6.65
	Frenatura	0	2254.98	-129.95	0.75	0	6.65
	Vento trasversale	554.742	0	0	0.75	0	6.65
	Sovraccarico acc	15.051	0	-4747.792	0.75	0	6.65
	Azione centrifuga	0	0	0	0.75	0	0
	Resistenze parassite	0	368.6924	0	0.75	0	6.65
	Azioni laterali (serpeggio)	210	0	0	0.75	0	6.65
Sisma x - impalcato	Ex	577.7	16304.84	3668.8	0.75	0	6.65
Sisma y - impalcato	Ey	5675	4957.7	6385	0.75	0	6.65
Sisma z - impalcato	Ez	5675	4957.7	6385	0.75	0	6.65

Tali azioni sono state combinate con i coefficienti riportati in precedenza, poi divise per lo sviluppo trasversale del muro frontale (13.70m), per ottenere le sollecitazioni risultanti di progetto allo spiccatto del muro di testata, per un metro di larghezza. Tali sollecitazioni sono mostrate nella tabella seguente.

Combinazioni	Sollecitazioni intradosso fondazione				
	N_{tot}	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-2190.9	4661.6	0.0	49.2	905.4
cond. A1+M1+R1 (b)	-2190.9	4661.6	0.0	49.2	905.4
cond. A2+M2+R2 (a)	-1705.0	4287.4	0.0	42.6	853.3
cond. A2+M2+R2 (b)	-1705.0	4287.4	0.0	42.6	853.3
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1506.7	15218.1	0.0	86.4	2748.4
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1056.2	14816.1	0.0	86.4	2748.4
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1506.7	-6523.0	0.0	2.1	-865.4
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1056.2	-6925.0	0.0	2.1	-865.4
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1705.0	6394.2	0.0	557.7	1201.9
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-857.9	5696.8	0.0	557.7	1201.9

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	96 di 139

0.3Ex+0.3Ey+Ez	-1605.8	6397.7	0.0	458.5	1201.9
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-957.1	5693.4	0.0	458.5	1201.9
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-1591.8	3297.4	0.0	33.1	646.7
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1550.5	2920.3	0.0	33.1	559.5
SLE_rara (a)	-1428.8	2547.0	0.0	5.3	534.6
SLE_rara (b)	-1408.1	2358.5	0.0	5.3	491.0
SLE_freq (a)	-1194.5	1542.6	0.0	0.0	392.2
SLE_freq (b)	-2190.9	4661.6	0.0	49.2	905.4
SLE_Q.P.	-2190.9	4661.6	0.0	49.2	905.4

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime su cui verranno eseguite le verifiche.

Per verifiche SLU		
<i>Presso-flessione</i>		
	M	N
	KNm/m	KN/m
Condizione 1	4661.6	-2190.9
	M	N
	KNm/m	KN/m
Condizione 2	15218	-1507
	M	N
	KNm/m	KN/m
Condizione 3	-6925	-1056

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	97 di 139

Taglio		
T	KN/m	2748

SLE_rara	
$M_{pos,max}$	N
KNm/m	kN
3297.4	-1591.8
SLE_frequente	
$M_{pos,max}$	N
KNm/m	kN
2547	-1428.8
SLE_quasi permanente	
$M_{pos,max}$	N
KNm/m	kN
1542.6	-1236.2

12.1.1 Verifiche a flessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di lunghezza unitaria del muro frontale. Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- 3 file di \varnothing 26/10 lato spalla interna
- 1 fila di \varnothing 26/10 lato spalla esterna (lato ponte)
- 1 fila di \varnothing 26/20 lato spalla esterna (lato ponte)

Verifica C.A. S.L.U. - File: MF_cond 1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	285	1	53.09	6
			2	53.09	271
			3	53.09	275
			4	53.09	279
			5	26.55	10

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1507 0 kN
M_{xEd} 15218 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 18'411 kN m

Materiali B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{cc2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ‰
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 ‰
τ_{c1} 2.029 ‰

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 25.61 ‰
d 279 cm
x 33.55 x/d 0.1203
δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

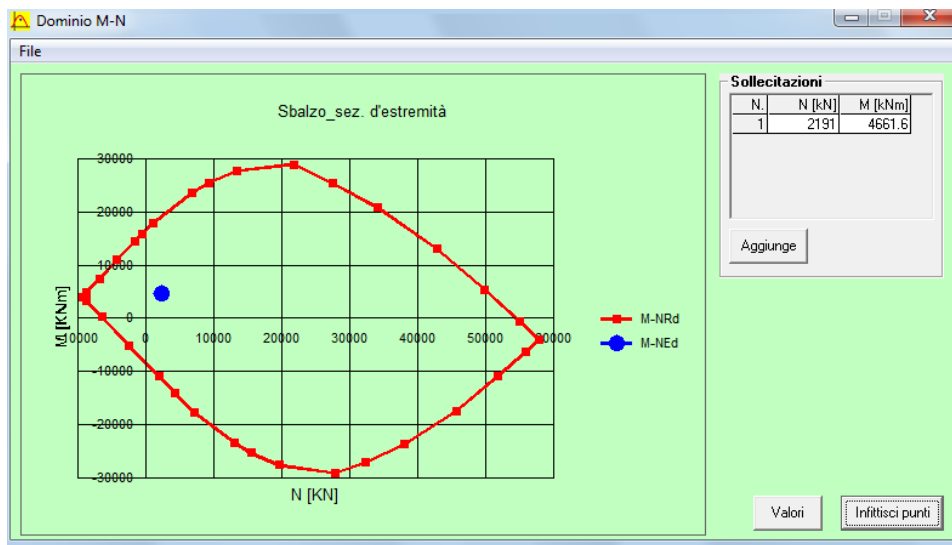
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

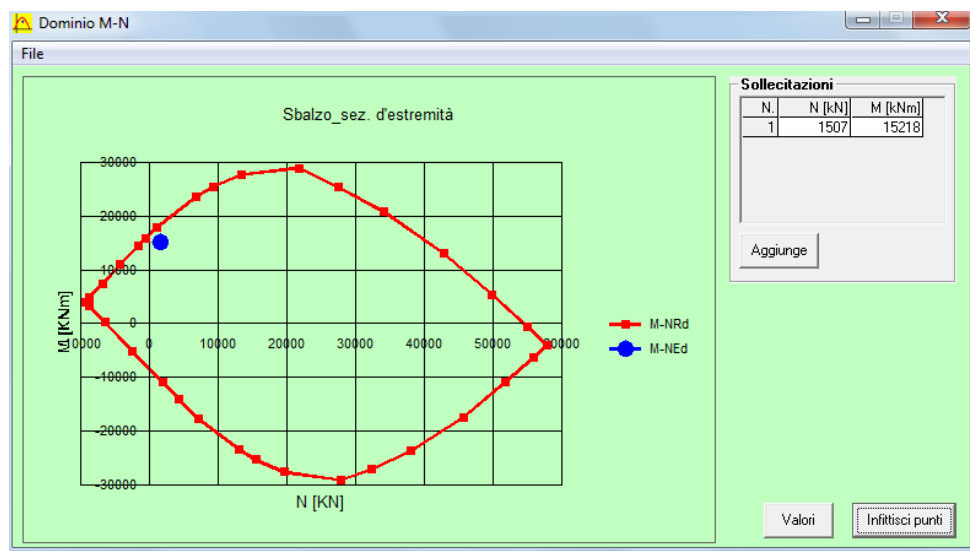
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Verifica a momento positivo (SLU):

condizione 1

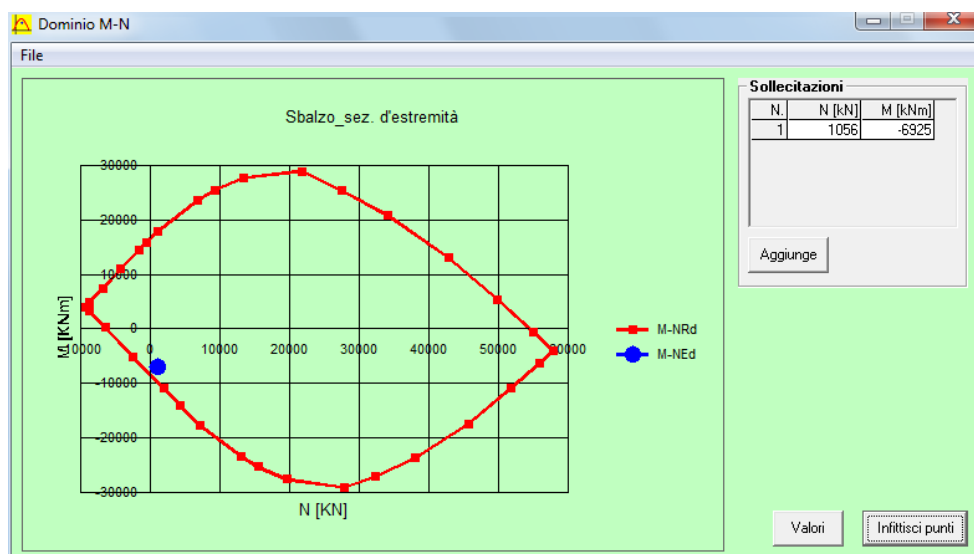


condizione 2



Verifica a momento negativo (SLU):

condizione 3



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	100 di 139

Verifica a fessurazione (SLE):

Sezione a Momento Positivo

Dimensioni della sezione di calcolo

-	Altezza totale	h=	285	cm
	Altezza utile	d=	279	cm
	Larghezza di calcolo	b=	100	cm
	Area Acciaio teso	As=	159.20	cm ²
	Area Acciaio compresso	As'=	79.60	cm ²

lembo superiore: 1 Φ 26/10 + 1 Φ 26/20

lembo inferiore: 2 Φ 26/10 + 1 Φ 26/10

Calcestruzzo Rck = 370 daN/cm²

Copriferro teso (da baric arm tesa) c= 6 cm

Copriferro compresso (da baric arm compr) d'= 6 cm

Momento sollecitante comb.frequente Mf 3297.00 kN m

Momento sollecitante comb. Quasi permanente Mq.p. 0.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x= 85.63 cm

Momento di inerzia della sezione omog. Ji= 117791245 cm⁴

Area omogeneizzata Ai= 12145.4 cm²

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	101 di 139

Verifica a flessione

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sI} = 1673.8 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -24.0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2,3II} = 811.8 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 811.8 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -334.3 \text{ daN/cm}^2$$

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese

$$\Phi_t = 2.60 \text{ cm}$$

interasse medio barre tese

$$f_c = 3.33 \text{ cm}$$

diametro medio barre compresse

$$\Phi_t = 2.60 \text{ cm}$$

interasse medio barre compresse

$$f_c = 6.67 \text{ cm}$$

baric. sez.fess.dal lembo inferiore

$$y_{gf} = 85.63 \text{ cm}$$

baric. sez. int. reag. dal lembo inf.

$$y_g = 147.58 \text{ cm}$$

asse neutro x

$$y_n = 85.63 \text{ cm}$$

braccio coppia interna

$$z = 250.46 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia sezione fess.

$$I_f = 117791245 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia sez.inter.reag.

$$I_i = 259649256 \text{ cm}^4$$

Momento di prima fess. a fless.

$$M_{1f} = 679752 \text{ daN m}$$

Momento di prima fess. a traz.

$$M_{1t} = 566460 \text{ daN m}$$

Momento di formaz. fessure

$$M_{ff} = 393577 \text{ daN m}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 24.20 \text{ cm}$$

Area efficace

$$A_{eff} = 2420 \text{ cm}^2$$

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	102 di 139

Verifica combinazione rara

in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive

$$k_2 = 0.4$$

$$k_3 = 0.125$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0.5$$

Distanza media tra le fessure

$$s_{rm} = 12.04 \text{ cm}$$

Deformazione media nel c.l.s

$$\epsilon_{sm} = 0.000158$$

APERTURA MEDIA DI FESSURA

$$W_m = 0.02 \text{ mm}$$

VALORE DI CONFRONTO

$$W_1 = 0.20 \text{ mm}$$

APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA

$$W_k = 0.03 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_1$

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MF_cond 1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	285	1	53.09	6
			2	53.09	271
			3	53.09	275
			4	53.09	279
			5	26.55	10

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	1591.8	1'592	kN
M _{xEd}	3297.4	3'297	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Materiali: B450C C30/37

ε _{su}	67.5	‰	ε _{c2}	2	‰
f _{yd}	391.3	N/mm²	ε _{cu}	3.5	‰
E _s	200'000	N/mm²	f _{cd}	17	N/mm²
E _s /E _c	15		f _{cc} /f _{cd}	0.8	
ε _{syd}	1.957	‰	σ _{c,adm}	11.5	N/mm²
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.6933	N/mm²
			τ _{c1}	2.029	N/mm²

σ_c -2.899 N/mm²
σ_s 45.71 N/mm²

ε_s 0.2285 ‰
d 279 cm
x 136 w/d 0.4876
δ 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

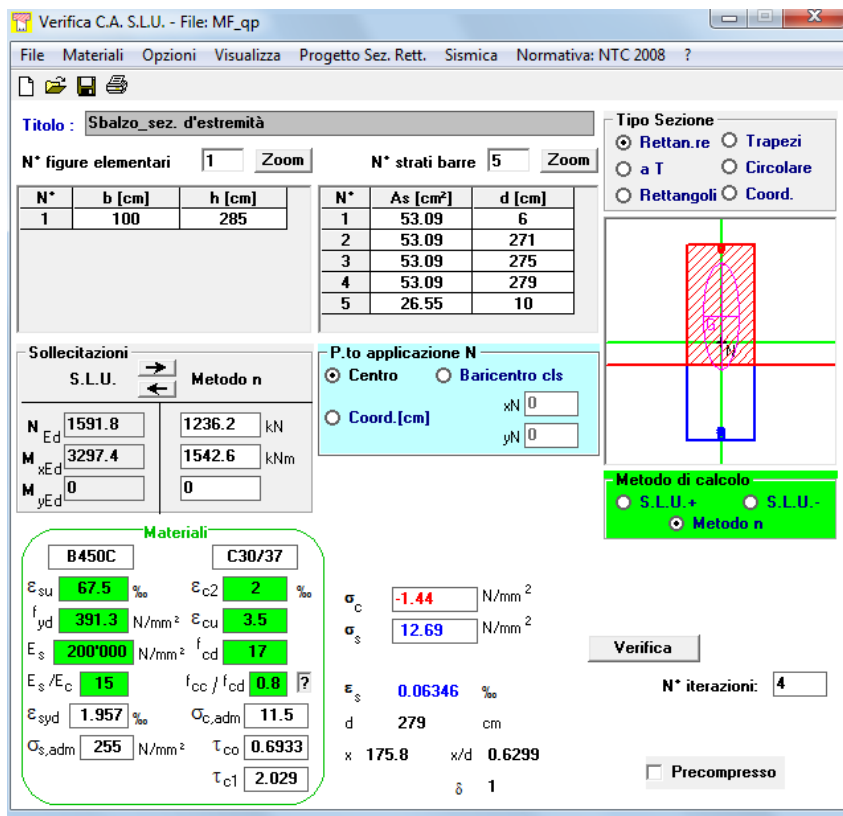
$$\sigma_c = 2.899 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30.71 = 16.89 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 45.71 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.



Verifica C.A. S.L.U. - File: MF_qp

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	285	1	53.09	6
			2	53.09	271
			3	53.09	275
			4	53.09	279
			5	26.55	10

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	1591.8	1236.2	kN
M _{xEd}	3297.4	1542.6	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

σ_c -1.44 N/mm²
σ_s 12.69 N/mm²
ε_s 0.06346 ‰
d 279 cm
x 175.8 x/d 0.6299
δ 1

$$\sigma_c = 1.44 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30.71 = 12.28 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

12.1.2 Verifiche a taglio

Come armatura a taglio si considerano spille $\phi 10/20 \times 20$. Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo le NTC2008.

Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	370	kg/cm ²	
$f_{cd} =$	205	kg/cm ²	
$f'_{cd} =$	102	kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1		coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913	kg/cm ²	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	285	cm	altezza della soletta
$c =$	5	cm	copriferro armatura superiore
$d =$	280	cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100	cm	
$\phi =$	10	mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	5		ferri a pettine passo 20 cm
$A_{sw} =$	3.93	cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	20	cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90	°	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57	rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

$\theta =$	9.46	°	inclinazione dei puntoni d'anima
$V_{rsd} =$	11619	daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	4183	daN	taglio compressione

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	106 di 139

$ctg \theta = 6.00 \Rightarrow$ si assume $ctg \theta = 2.5$

$V_{rsd} = 484039 \text{ daN}$

$V_{rdc} = 889531 \text{ daN}$

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rdc}] \quad \mathbf{4840 \text{ kN}}$

$V_{ed} \quad \mathbf{2748 \text{ kN}} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$

13 VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari agenti sul muro paraghiaia frontale, supposto essere il muro paraghiaia dimensionante .

	Elemento	Componenti risultante			Pos. della risultante		
		Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	x [m]	y [m]	z [m]
Peso proprio	Paraghiaia frontale	0	0	-592.53	0.00	0	1.75
Spinte statiche M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	582.99	-275.99	-0.25	0	1.17
Spinte statiche M1 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	363.83	0.00	-0.25	0	1.17
Spinte statiche M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	734.68	-287.00	-0.25	0	1.17
Spinte statiche M2 (Ka)	Spinte terre su Muro Frontale	0	461.44	0.00	-0.25	0	1.17
Δ Sovraspinte sismiche M2	Spinte terre su Muro Frontale	0	948.82	0	-0.20	0	1.75
Spinte statiche ballast q2 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	150.57	-71.28	-0.20	0	1.75
Spinte statiche ballast q2 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	189.75	-74.12	-0.20	0.00	1.75
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q2	Spinte terre su Muro Frontale	0	132.17	0	-0.20	0.00	1.75
Inerzie sovraccarico ballast q2	Spinte terre su Muro Frontale	0	354.78	0.00	-4.33	0.00	1.75
Spinte statiche q1 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	418.24	-198.00	-0.20	0.00	1.75
Spinte statiche q1 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Frontale	0	527.07	-205.90	-0.20	0.00	1.75
Δ Sovraspinte sismiche Wood M2 q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	367.15	0	-0.20	0.00	1.75
Inerzie sovraccarico ballast q1	Spinte terre su Muro Frontale	0	985.51	0.00	-4.33	0.00	1.75
Inerzia del terreno x	Terreno riemp. sup. Paraghiaia frontale	0	1724.64	0.00	-4.33	0.00	1.75
Inerzia x spalla	Paraghiaia frontale	0.00	180.69	-90.34	0.00	0.00	1.75
Inerzia y spalla	Paraghiaia frontale	180.69	0	-90.34	0.00	0	1.75

Tali azioni sono state combinate con i coefficienti riportati in precedenza e poi divise per lo sviluppo trasversale del muro frontale (13.70m), per ottenere le sollecitazioni risultanti di progetto allo spiccatto del muro di testata, per un metro di larghezza. Tali sollecitazioni sono mostrate nella tabella seguente.

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	108 di 139

Combinazioni	N_{tot}	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-114.3	161.0	0.0	0.0	118.2
cond. A1+M1+R1 (b)	-114.3	161.0	0.0	0.0	118.2
cond. A2+M2+R2 (a)	-90.0	168.0	0.0	0.0	119.7
cond. A2+M2+R2 (b)	-90.0	168.0	0.0	0.0	119.7
Ex+0.3Ey+0.3Ez(verso alto)	-68.7	529.7	0.0	4.0	324.4
Ex+0.3Ey+0.3Ez(verso basso)	-76.6	529.7	0.0	4.0	324.4
0.3Ex+Ey+0.3Ez(verso alto)	-68.7	224.4	0.0	13.2	149.9
0.3Ex+Ey+0.3Ez(verso basso)	-76.6	224.4	0.0	13.2	149.9
0.3Ex+0.3Ey+Ez(verso alto)	-59.4	224.4	0.0	4.0	149.9
0.3Ex+0.3Ey+Ez(verso basso)	-85.8	224.4	0.0	4.0	149.9
SLE_rara (a)	-83.1	113.5	0.0	0.0	84.1
SLE_rara (b)	-68.6	62.9	0.0	0.0	53.5
SLE_freq (a)	-75.8	88.2	0.0	0.0	68.8
SLE_freq (b)	-68.6	62.9	0.0	0.0	53.5
SLE_Q.P.	-68.6	62.9	0.0	0.0	53.5

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	109 di 139

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime su cui verranno eseguite le verifiche.

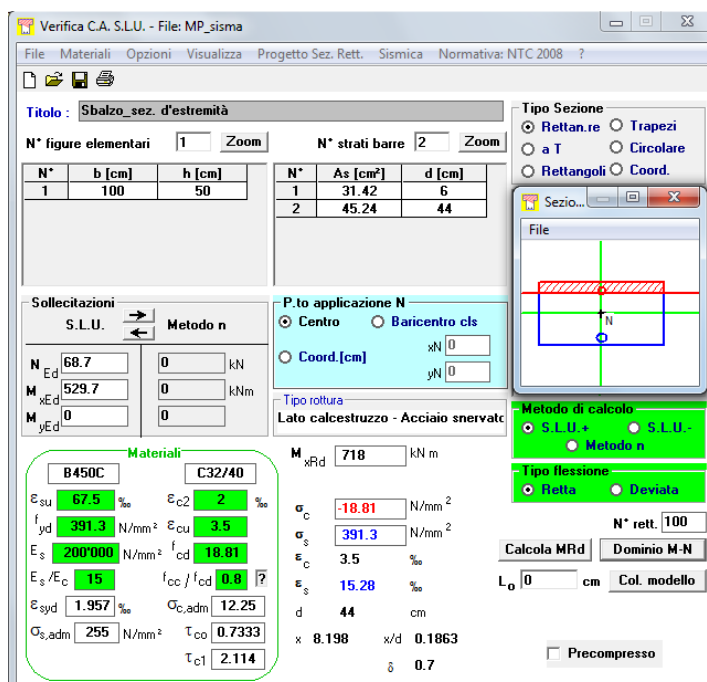
Per verifiche SLU		
<i>Presso-flessione</i>		
	M	N
	KNm/m	KN/m
Condizione 1	529.7	-68.7
Taglio		
T	KN/m	324.4

SLE_rara	
$M_{pos,max}$	N
KNm/m	kN
113.5	-83.1
SLE_frequente	
$M_{pos,max}$	N
KNm/m	kN
88.2	-75.82
SLE_quasi permanente	
$M_{pos,max}$	N
KNm/m	kN
62.9	-68.59

13.1.1 Verifiche a flessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di lunghezza unitaria del muro frontale. Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4cm. Le armature longitudinali sono:

- 1 file di \varnothing 24/10 lato spalla interna
- 1 fila di \varnothing 20/20 lato spalla esterna



Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	31.42	6
			2	45.24	44

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 68.7 kN
M_{xEd} 529.7 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.6 [?]
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

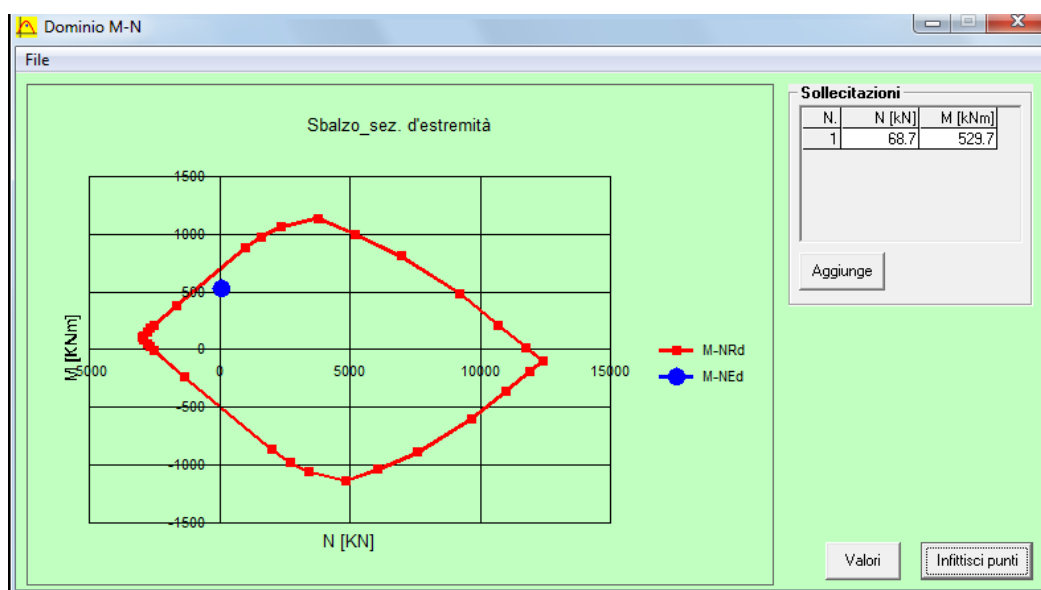
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Fletta Deviata

M_{xRd} 718 kNm
σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 15.28 ‰
d 44 cm
x 8.198 x/d 0.1863
δ 0.7

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Verifica a pressoflessione (SLU):



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	111 di 139

Verifica a fessurazione (SLE):

Sezione a Momento Positivo

Dimensioni della sezione di calcolo

-	Altezza totale	h=	50 cm
	Altezza utile	d=	44 cm
	Larghezza di calcolo	b=	100 cm
	Area Acciaio teso	As=	45.22 cm ²
	Area Acciaio compresso	As'=	15.70 cm ²

lembo superiore: 1 Φ 20/20

lembo inferiore: 1 Φ 24/10

Calcestruzzo Rck = 370 daN/cm²

Copriferro teso (da baric arm tesa) c= 6 cm

Copriferro compresso (da baric arm compr) d'= 6 cm

Momento sollecitante comb.frequente Mf 113.50 kN m

Momento sollecitante comb. Quasi permanente Mq.p. 0.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x= 17.48 cm

Momento di inerzia della sezione omog. Ji= 686084 cm⁴

Area omogeneizzata Ai= 2662.0 cm²

Verifica a flessione

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

σ_{sr} = 1213.3 daN/cm²

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	112 di 139

Tensione nell'acciaio teso - fase 1	$\sigma_{cII} =$	-28.9 daN/cm ²
	$\sigma_{s1II} =$	0 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3		
	$\sigma_{s2,3II} =$	658.0 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - complessiva		
	$\sigma_{sII} =$	658.0 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio compresso		
	$\sigma_{s'II} =$	-284.9 daN/cm ²

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.40 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	10.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.00 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	17.48 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	26.42 cm
asse neutro x	$y_n =$	17.48 cm
braccio coppia interna	$z =$	38.17 cm
Momento d'inerzia sezione fess.	$I_f =$	686084 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.inter.reag.	$I_i =$	1371527 cm ⁴
Momento di prima fess. a fless.	$M_{1f} =$	20928 daN m
Momento di prima fess. a traz.	$M_{1t} =$	17440 daN m
Momento di formaz. fessure	$M_{ff} =$	12746 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	16.26 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	1626 cm ²
<u>Verifica combinazione rara</u>		
<u>in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive</u>	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	15.91 cm

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	113 di 139

Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000128
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.02 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_1 =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.03 mm

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_1$

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

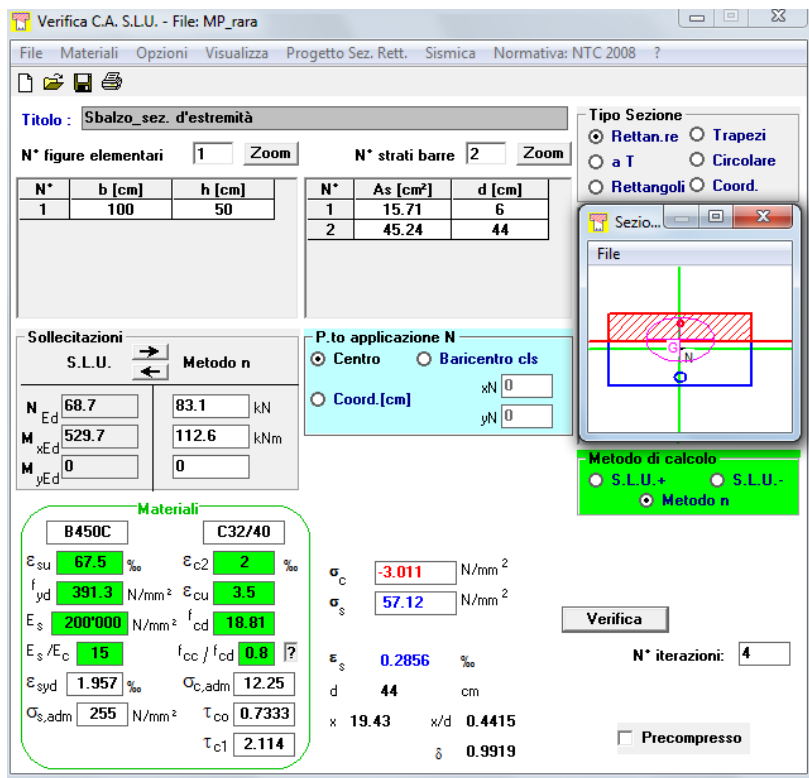
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio.



Verifica C.A. S.L.U. - File: MP_rara

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	6
			2	45.24	44

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	68.7	83.1	kN
M _{xEd}	529.7	112.6	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N Centro Baricentro cls Coord.[cm]

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Verifica N* iterazioni: 4 Precompresso

Materiali B450C C32/40

ε _{su}	67.5	‰	ε _{c2}	2	‰
f _{yd}	391.3	N/mm²	ε _{cu}	3.5	‰
E _s	200'000	N/mm²	f _{cd}	18.81	
E _s /E _c	15		f _{cc} /f _{cd}	0.8	?
ε _{syd}	1.957	‰	σ _{c,adm}	12.25	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.7333	
			τ _{c1}	2.114	

σ_c -3.011 N/mm²
σ_s 57.12 N/mm²
ε_s 0.2856 ‰
d 44 cm
x 19.43 x/d 0.4415
δ 0.9919

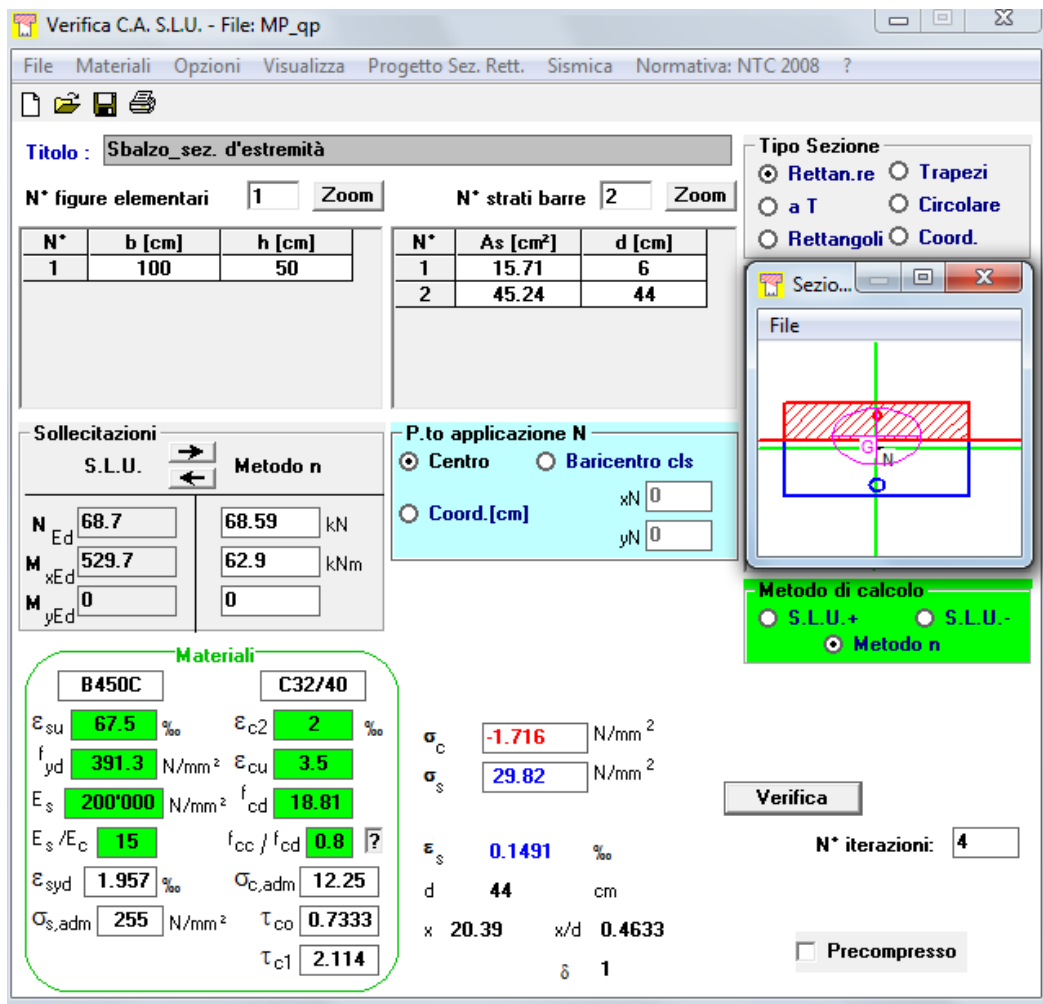
$$\sigma_c = 3.011 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30.71 = 16.89 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 57.12 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.



Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6
2	45.24	44

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 68.7 68.59 kN
M_{xEd} 529.7 62.9 kNm
M_{yEd} 0 0

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma_c = 1.716 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30.71 = 12.28 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

13.1.2 Verifiche a taglio

Come armatura a taglio si considerano spille $\phi 10/25 \times 25$. Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo le NTC2008.

Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	370 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	205 kg/cm ²	
$f'_{cd} =$	102 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	50 cm	altezza della soletta
$c =$	5 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	45 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	10 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4	ferri a pettine passo 25 cm
$A_{sw} =$	3.14 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	25 cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

$\theta =$	12.66 °	inclinazione dei puntoni d'anima
------------	---------	----------------------------------

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	117 di 139

$V_{rsd} = 887 \text{ daN}$ taglio trazione

$V_{rcd} = 887 \text{ daN}$ taglio compressione

$\text{ctg } \theta = 4.45$ \Rightarrow si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$

$V_{rsd} = 49787 \text{ daN}$

$V_{rcd} = 142960 \text{ daN}$

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}]$ **498 kN**

$V_{ed} = 324.4 \text{ kN}$ **$V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta**

14 VERIFICA DEL MURO ANDATORI

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari agenti sul muro frontale.

	Elemento	Componenti risultante			Pos. della risultante		
		Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	x [m]	y [m]	z [m]
Peso proprio	Muro sinistro	0	0	-2091.38	0.00	0	3.25
	Paraghiaia sinistro	0	0	-309.24	0.00	0.35	8.25
Spinte statiche M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Sinistro	2483.75	0	-1175.83	0.00	-0.6	3.333
Spinte statiche M1 (Ka)	Spinte terre su Muro Sinistro	1550.04	0	0.00	0.00	-0.60	3.33
Spinte statiche M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Sinistro	3130.04	0	-1222.72	0.00	-0.60	3.33
Spinte statiche M2 (Ka)	Spinte terre su Muro Sinistro	1965.91	0	0.00	0.00	-0.60	3.33
Δ Sovrappinte sismiche M2	Spinte terre su Muro Sinistro	4360.66	0	0	0.00	-0.6	5
Spinte statiche ballast q2 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Sinistro	357.66	0	-169.32	0.00	-0.60	5.00
Spinte statiche ballast q2 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Sinistro	450.73	0	-176.07	0.00	-0.60	5.00
Δ Sovrappinte sismiche Wood M2 q2	Spinte terre su Muro Sinistro	313.97		0	0.00	-0.60	5.00
Inerzie sovraccarico ballast q2	Spinte terre su Muro Sinistro	335.94	0	0.00	0.00	-6.45	5.00
Spinte statiche q1 M1 (Ko)	Spinte terre su Muro Sinistro	993.50	0	-470.33	0.00	-0.60	5.00
Spinte statiche q1 M2 (Ko)	Spinte terre su Muro Sinistro	1252.01	0	-489.09	0.00	-0.60	5.00
Δ Sovrappinte sismiche Wood M2 q1	Spinte terre su Muro Sinistro	872.13		0	0.00	-0.60	5.00
Inerzie sovraccarico ballast q1	Spinte terre su Muro Sinistro	933.18	0	0.00	0.00	-6.45	5.00
Inerzia del terreno y	Terreno riemp. inf. Muro sinistro	1516.42	0.00	0.00	0.00	-6.45	3.25
	Terreno riemp. sup. Paraghiaia sinistro	816.53	0.00	0.00	0.00	-6.45	8.25
Inerzia x spalla	Muro sinistro	0.00	637.75	-318.87	0.00	0.00	3.25
	Paraghiaia sinistro	0.00	94.30	-47.15	0.00	0.35	8.25
Inerzia y spalla	Muro sinistro	637.75	0	-318.87	0.00	0.00	3.25
	Paraghiaia sinistro	94.30	0	-47.15	0.00	0.35	8.25

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	119 di 139

Tali azioni sono state combinate con i coefficienti riportati in precedenza, e poi divise per lo sviluppo trasversale del muro frontale (7.15 m), per ottenere le sollecitazioni risultanti di progetto allo spicco del muro di testata, per un metro di larghezza. Tali sollecitazioni sono mostrate nella tabella seguente.

Combinazioni	Sollecitazioni intradosso fondazione				
	N_{tot}	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	745.5	0.0	-806.2	-2754.3	0.0
cond. A1+M1+R1 (b)	544.0	0.0	-710.8	-1804.1	0.0
cond. A2+M2+R2 (a)	738.6	0.0	-624.3	-2805.3	0.0
cond. A2+M2+R2 (b)	519.7	0.0	-538.8	-1762.2	0.0
Ex+0.3Ey+0.3Ez	882.0	102.4	-514.4	-3534.3	0.0
Ex+0.3Ey-0.3Ez	882.0	102.4	-575.8	-3537.1	0.0
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	882.0	-102.4	-514.4	-3534.3	0.0
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	882.0	-102.4	-575.8	-3537.1	0.0
0.3Ex+Ey+0.3Ez	1689.7	30.7	-514.4	-7493.5	0.0
0.3Ex+Ey-0.3Ez	1689.7	30.7	-575.8	-7496.3	0.0
0.3Ex+0.3Ey+Ez	882.0	30.7	-442.7	-3531.1	0.0
0.3Ex+0.3Ey-Ez	882.0	30.7	-647.5	-3540.3	0.0
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	882.0	-30.7	-442.7	-3531.1	0.0
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	882.0	-30.7	-647.5	-3540.3	0.0
SLE_rara (a)	536.4	0.0	-589.7	-1965.5	0.0
SLE_rara (b)	397.4	0.0	-523.9	-1310.2	0.0
SLE_freq (a)	466.9	0.0	-556.8	-1637.8	0.0
SLE_freq (b)	397.4	0.0	-523.9	-1310.2	0.0
SLE_Q.P.	397.4	0.0	-523.9	-1310.2	0.0

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	120 di 139

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime su cui verranno eseguite le verifiche.

Per verifiche SLU		
<i>Presso-flessione</i>		
	M	N
	KNm/m	KN/m
Condizione 1	-2754.3	-806.2
	M	N
	KNm/m	KN/m
Condizione 2	-7493.5	-514.4
Taglio		
T	KN/m	1689.7

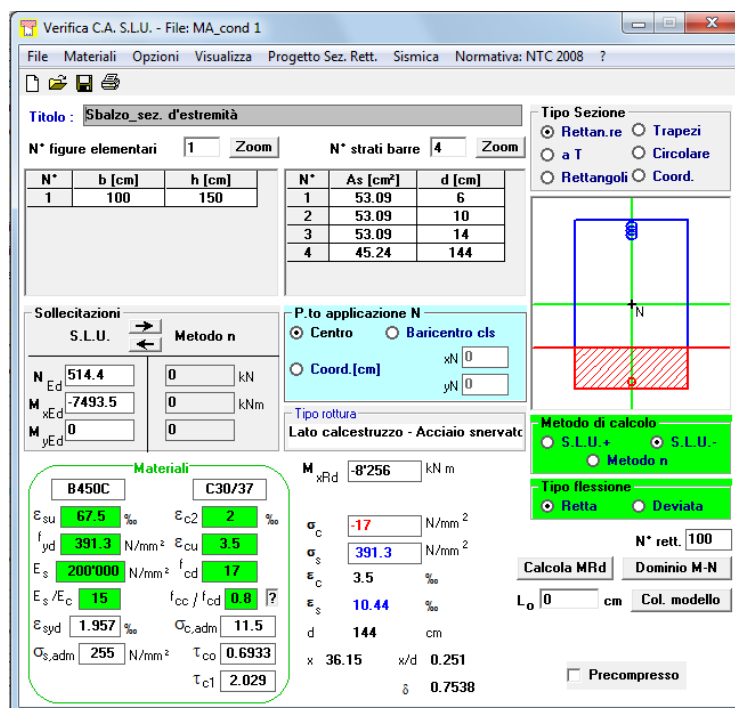
SLE_rara	
$M_{,max}$	N
KNm/m	kN
-589.7	-536.4
SLE_frequente	
$M_{,max}$	N
KNm/m	kN
-556.8	-466.9
SLE_quasi permanente	

$M_{,max}$	N
KNm/m	kN
-523.9	-397.4

14.1.1 Verifiche a flessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di lunghezza unitaria del muro frontale. Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4cm. Le armature longitudinali sono:

- 3 file di $\varnothing 26/10$ lato spalla interna
- 1 fila di $\varnothing 24/10$ lato spalla esterna



Verifica CA. S.L.U. - File: MA_cond 1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	53.09	6
			2	53.09	10
			3	53.09	14
			4	45.24	144

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 514.4 kN
M_{xEd}: -7493.5 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
B450C C30/37

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6933
 τ_{c1} : 2.029

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

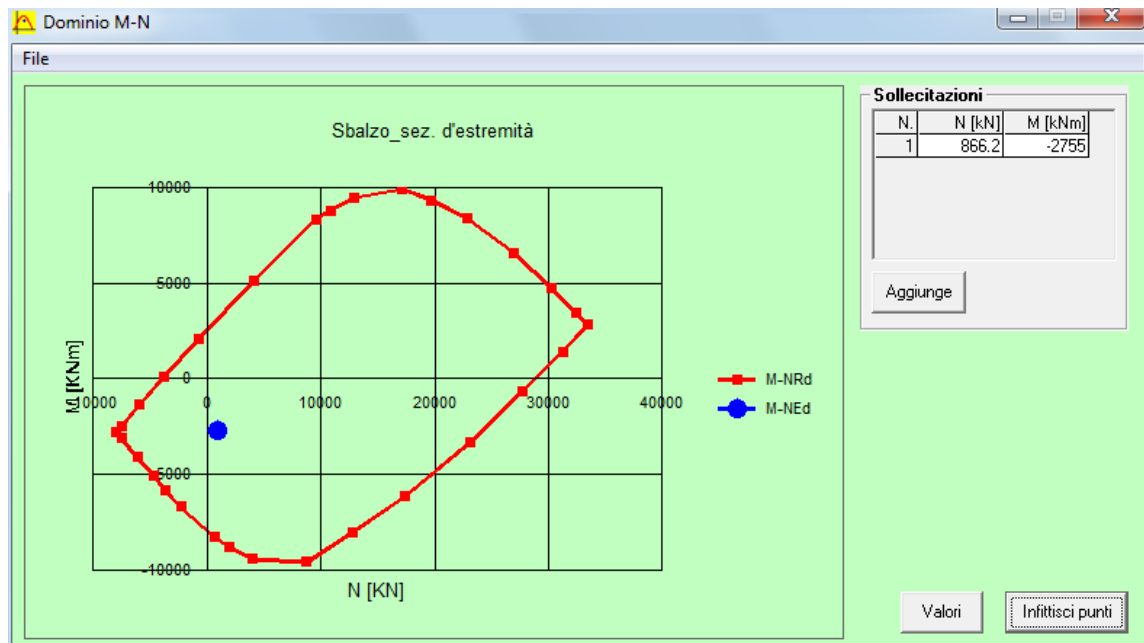
Tipo flessione
Retta Deviata

Calcoli
M_{xRd}: -8'256 kN m
 σ_c : -17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_s : 10.44 ‰
d: 144 cm
x: 36.15 x/d: 0.251
 δ : 0.7538

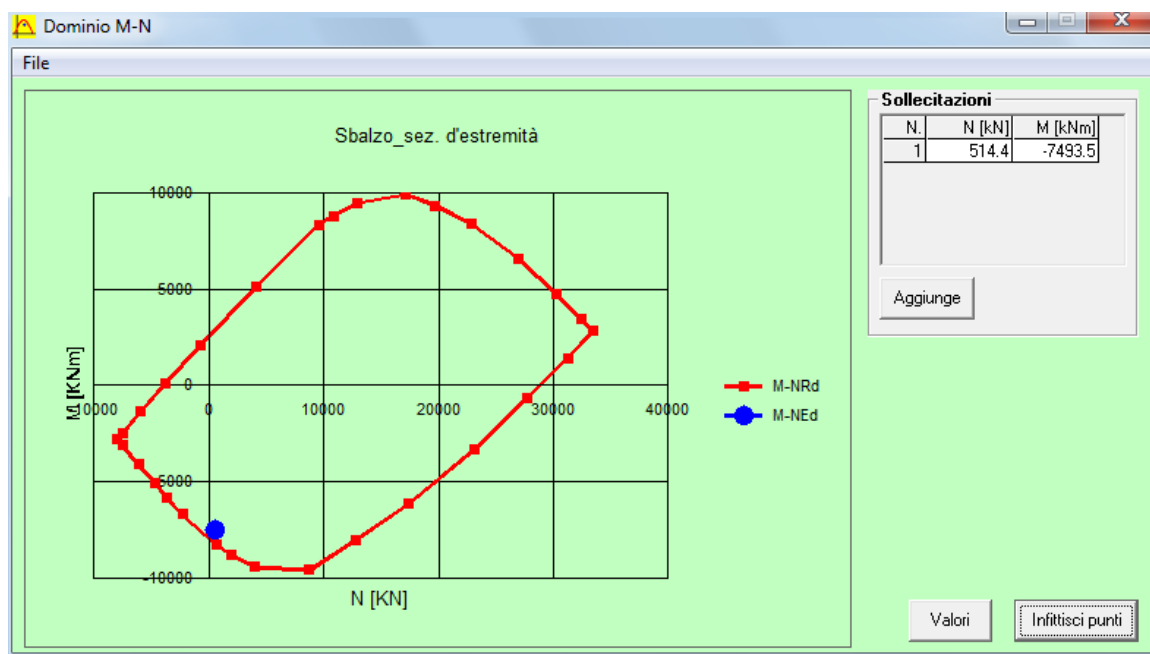
N° rett.: 100
L_o: 0 cm Col. modello
Precompresso

Verifica a pressoflessione (SLU):

Condizione 1



Condizione 2



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	123 di 139

Verifica a fessurazione (SLE):

Sezione a Momento Positivo

Dimensioni della sezione di calcolo

-	Altezza totale	h=	150 cm
	Altezza utile	d=	144 cm
	Larghezza di calcolo	b=	100 cm
	Area Acciaio teso	As=	159.20 cm ²
	Area Acciaio compresso	As'=	45.22 cm ²

lembo superiore: 1 Φ 24/10

lembo inferiore: 2 Φ 26/10 + 1 Φ 26/10

Calcestruzzo Rck = 370 daN/cm²

Copriferro teso (da baric arm tesa) c= 6 cm

Copriferro compresso (da baric arm compr) d'= 6 cm

Momento sollecitante comb.frequente Mf 1965.50 kN m

Momento sollecitante comb. Quasi permanente Mq.p. 0.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x= 58.21 cm

Momento di inerzia della sezione omog. Ji= 25998715 cm⁴

Area omogeneizzata Ai= 8887.6 cm²

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	124 di 139

Verifica a flessione

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sI} = 1111.0 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -44.0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2,3II} = 972.8 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 972.8 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -592.1 \text{ daN/cm}^2$$

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese

$$\Phi_t = 2.60 \text{ cm}$$

interasse medio barre tese

$$f_c = 3.33 \text{ cm}$$

diametro medio barre compresse

$$\Phi_t = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre compresse

$$f_c = 10.00 \text{ cm}$$

baric. sez.fess.dal lembo inferiore

$$y_{gf} = 58.21 \text{ cm}$$

baric. sez. int. reag. dal lembo inf.

$$y_g = 81.53 \text{ cm}$$

asse neutro x

$$y_n = 58.21 \text{ cm}$$

braccio coppia interna

$$z = 124.60 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia sezione fess.

$$I_f = 25998715 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia sez.inter.reag.

$$I_i = 42723226 \text{ cm}^4$$

Momento di prima fess. a fless.

$$M_{1f} = 224479 \text{ daN m}$$

Momento di prima fess. a traz.

$$M_{1t} = 187066 \text{ daN m}$$

Momento di formaz. fessure

$$M_{ff} = 140662 \text{ daN m}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 24.20 \text{ cm}$$

Area efficace

$$A_{eff} = 2420 \text{ cm}^2$$

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	125 di 139

Verifica combinazione rara

in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive

$$k_2 = 0.4$$

$$k_3 = 0.125$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0.5$$

Distanza media tra le fessure

$$s_{rm} = 12.04 \text{ cm}$$

Deformazione media nel c.l.s

$$\epsilon_{sm} = 0.000189$$

APERTURA MEDIA DI FESSURA

$$W_m = 0.02 \text{ mm}$$

VALORE DI CONFRONTO

$$W_1 = 0.20 \text{ mm}$$

APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA

$$W_k = 0.04 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_1$

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

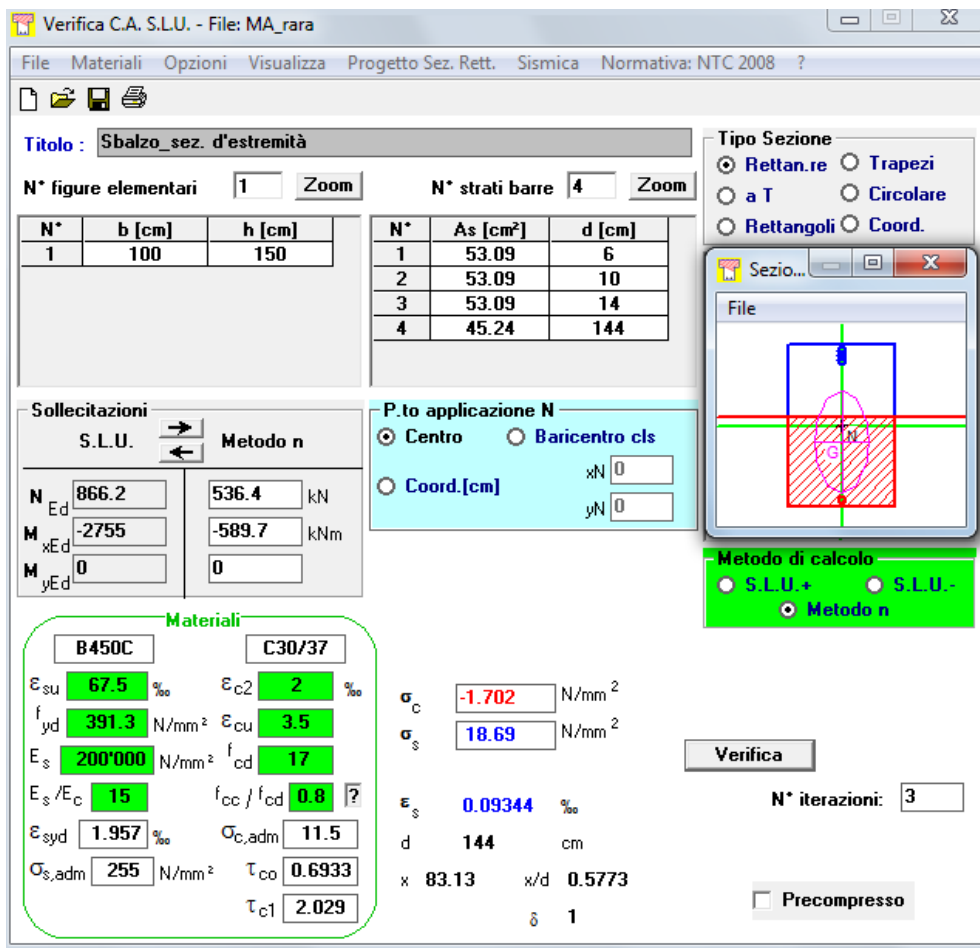
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio.



Verifica C.A. S.L.U. - File: MA_rara

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	53.09	6
			2	53.09	10
			3	53.09	14
			4	45.24	144

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 866.2 536.4 kN
M_{xEd} -2755 -589.7 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	17 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 3

Precompresso

σ_c -1.702 N/mm²
σ_s 18.69 N/mm²
ε_s 0.09344 ‰
d 144 cm
x 83.13 x/d 0.5773
δ 1

$$\sigma_c = 1.702 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30.71 = 16.89 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 18.69 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

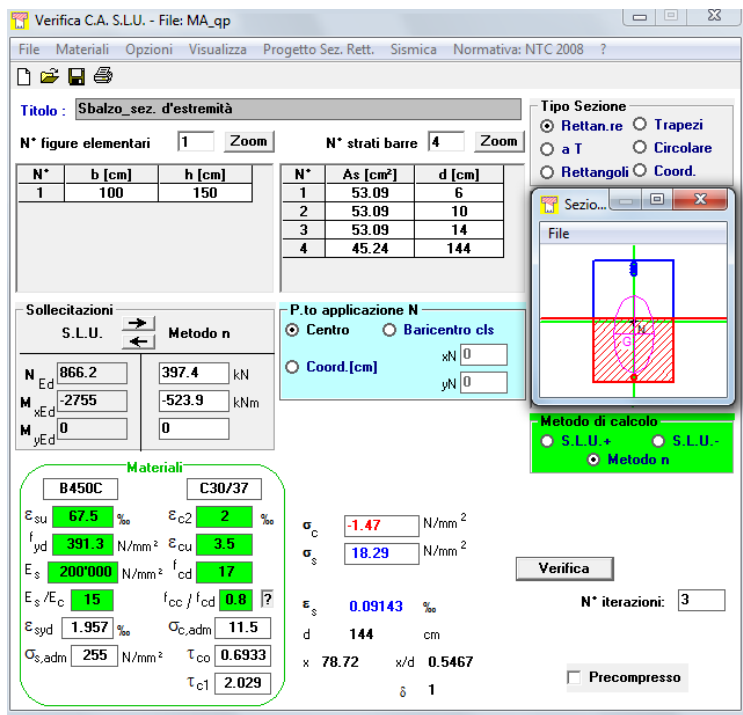
→ VERIFICATO

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	127 di 139



Verifica C.A. S.L.U. - File: MA_qp

Titolo: Sbalzo_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 4

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	53.09	6
			2	53.09	10
			3	53.09	14
			4	45.24	144

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 866.2 397.4 kN
M_{xEd}: -2755 -523.9 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² T_{co} : 0.6933
 T_{c1} : 2.029

σ_c : -1.47 N/mm²
 σ_s : 18.29 N/mm²
 ϵ_s : 0.09143 ‰
 d: 144 cm
 x: 78.72 x/d: 0.5467
 δ : 1

$$\sigma_c = 1.47 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30.71 = 12.28 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

14.1.2 Verifiche a taglio

Come armatura a taglio si considerano spille $\phi 10/20 \times 20$. Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo le NTC2008.

Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	370	kg/cm ²	
$f_{cd} =$	205	kg/cm ²	
$f'_{cd} =$	102	kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1		coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913	kg/cm ²	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	150	cm	altezza della soletta
$c =$	5	cm	copriferro armatura superiore
$d =$	145	cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100	cm	
$\phi =$	10	mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4		ferri a pettine passo 25 cm
$A_{sw} =$	3.14	cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	20	cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90	°	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57	rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	129 di 139

$\theta = 14.18^\circ$ inclinazione dei puntoni d'anima

$V_{rsd} = 3174$ daN taglio trazione

$V_{rcd} = 3174$ daN taglio compressione

$\text{ctg } \theta = 3.96 \Rightarrow$ si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$

$V_{rsd} = 200530$ daN

$V_{rcd} = 460650$ daN

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}]$ **2005 kN**

V_{ed} **1690 kN** $V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta

15 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

15.1 Riepilogo carichi sui pali

	N_{min} (kN)	N_{max} (kN)	H_{max} (kN)
SLE Q.P.	1921	3362	266
SLE FREQUENTE	2199	3464	339
SLE RARA	2379	3596	399
SLU STR	2921	5384	611
SLV ($q = 1.5 - \gamma_{Rd} = 1.1$)	430	5607	2010

15.2 Verifica capacità portante verticale palo

Il carico totale viene confrontato con la curva di capacità portante. Le curve comprendono già il peso proprio del palo e partono dalla quota testa palo. Per le verifiche seguenti si useranno le sollecitazioni massime tra le combinazioni SLU e SLV (fattore di struttura 1.5 e coefficiente di sovraresistenza 1.1).

Opera	Binario	Pila/Spalla	N_{min} (kN)	N_{max} (kN)	L_{palo} (m)
VI02	Entrambi	Spalla A	430	5607	15

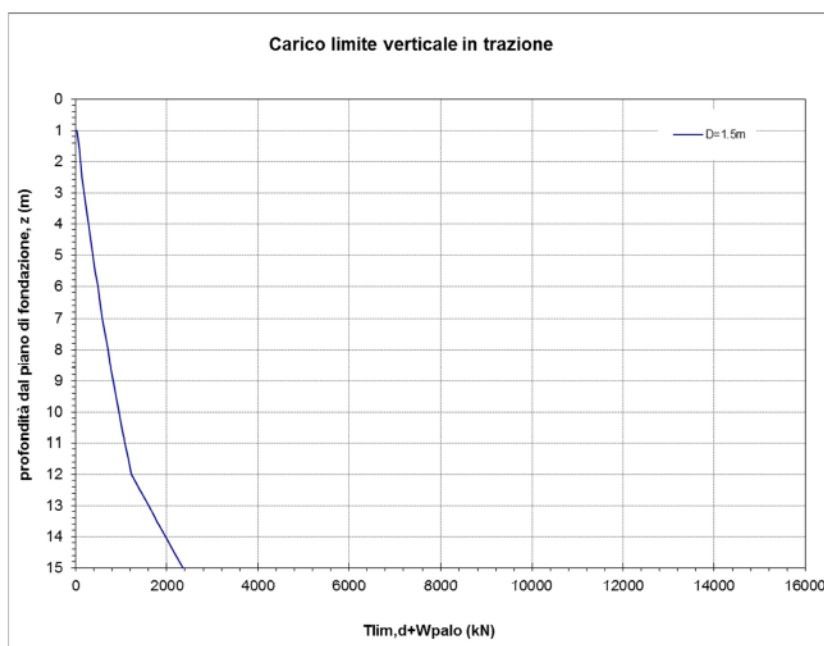
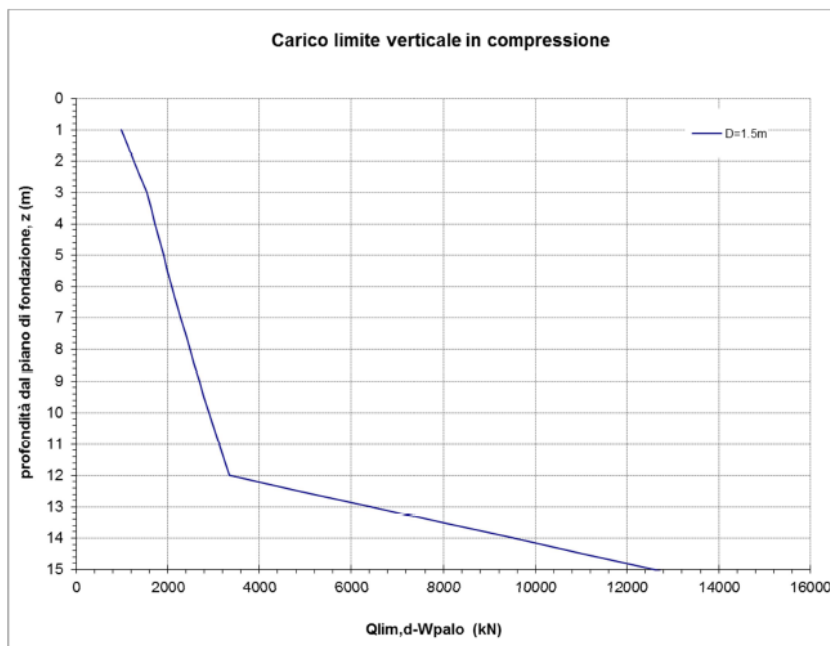
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	131 di 139

VI02

SpA



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	132 di 139

15.3 Verifica palo per forze orizzontali

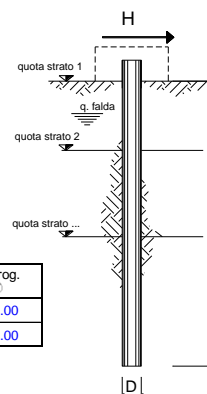
Viadotto	Binario	Opera	Pila/Spalla	γ_t	φ'	cu	n°vert	q.ta falda	Hsd	My	Hrd	c.r.
-	-	-	-	kN/m	°	kPa	-	m	kN	kNm	kN	-
VI02		Spalle	SA	18.5	35	-	2	6.5	2010	11447.255	2107	0.95

15.3.1 Capacità portante orizzontale (Broms)

coefficienti parziali			A		M		R		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_w	γ_{cu}	γ_t		
			γ_G	γ_Q					
S.L.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00		
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60		
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30		
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30		
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi	
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p
p.c.=strato 1		100.00	18.5	8.5	35	3.69		35	3.69
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00



Quota falda 93.50 (m)
 Diametro del palo D 1.50 (m)
 Lunghezza del palo L 15.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 11'447.26 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	5'650	(kN)	5'650	(kN)
Palo intermedio	9'083	(kN)	9'083	(kN)
Palo corto	28'562	(kN)	28'562	(kN)
H_{med}	5'650	(kN)	H_{min}	5'650 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{mr}/\xi_4)$			3'424	(kN)
Coefficiente di gruppo palificate:		k =	0.8	(-)
$H_d = (H_k/\gamma_t) \cdot k$			2'107	(kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	2'010	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		2'010	(kN)	
c.s. = Hd / Fd =		1.05	(-)	

15.4 Resistenza strutturale

Per le verifiche seguenti si useranno le sollecitazioni massime tra le combinazioni SLU e SLV (fattore di struttura 1).

Verifica Strutturale palo

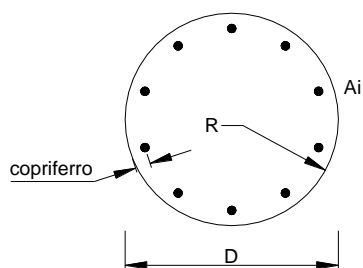
	Mp-testa	Hp max	Hp max/k	Mp max	Mrd	c.s.(>1)
SLU	0	611	763.75	2176.688	11447	5.3
SLV	0	2010	2512.5	7160.625	11447	1.6

Costante elastica - Matlock Reese $\alpha = M_p / H_p$ **2.85**

Coefficiente di gruppo k **0.8**

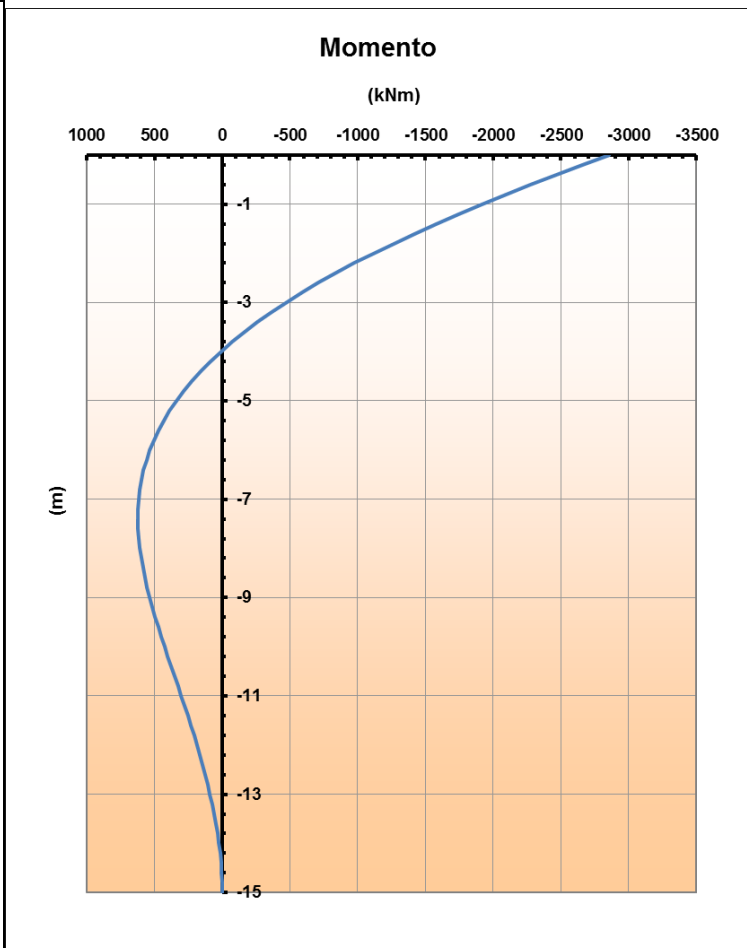
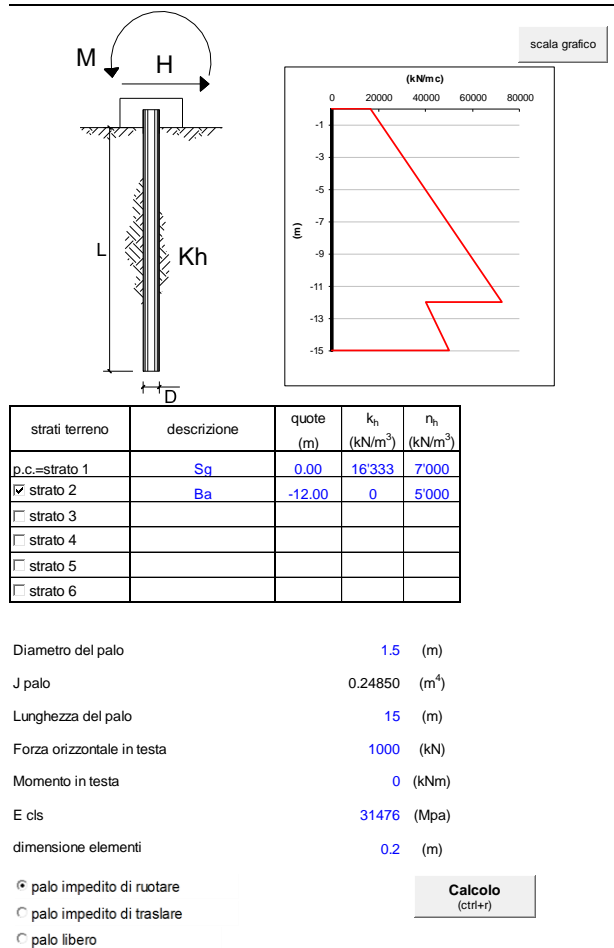
Taglio massimo palo (con coeff di gruppo) $H_p \max / k$

Momento elastico sul palo (con coeff di g $M_p \max = (H_p \max / k) * \alpha$



Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
40	ϕ 30	28274.33	50
40	ϕ 30	28274.33	70



15.4.1 Taglio strutturale

Verifica a taglio elemento palo

d_{palo} =	150	cm
f_{yd} =	39.13	kN/cm ²
R_{ck} =	30	N/mm ²
f_{ck} =	25	N/mm ²
f_{cd} =	14.2	N/mm ² 1.42 kN/cm ²
α_c =	0.85	
γ =	1	

	cot θ	d [cm]	Armatura a taglio Φ / s=	(A_{sw}/s)	V_{Rsd}	V_{Rcd}	V_{Rd}	SLU	SLV	c.s.	VRd/Tmax
				[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	T_{max} [kN]	T_{max} [kN]		
VI02 - Spalla A	1	117	Φ 16 / s= 10.0 cm 4 braccia	8.04	3319	4763	3319	763	2512	0.76	1.32

OK

15.5 Verifiche SLE

	Mp-testa	Hp max	Hp max/k	Mp max
SLE_qp	0	266	333	948
SLE_frequente	0	339	424	1208
SLE_rara	0	399	499	1421

Costante elastica - Matlock Reese $\alpha = M_p / H_p$ 2.85
 Coefficiente di gruppo k 0.8
 Taglio massimo palo (con coeff di gruppo) Hp max /k
 Momento elastico sul palo (con coeff di g Mp max = (Hp max /k) * α)

Per le verifiche a SLE oltre alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

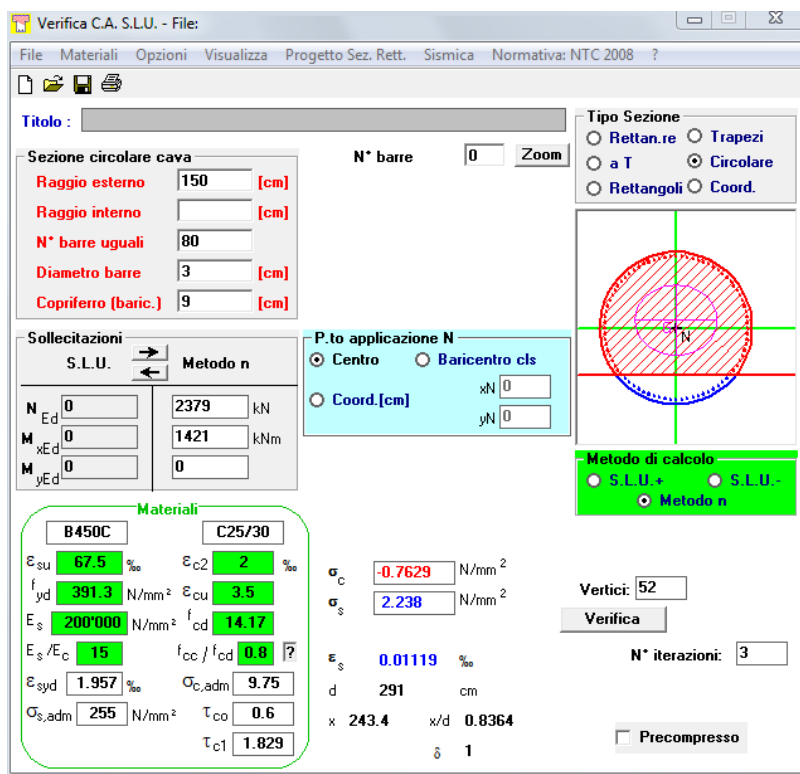
Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

SLE rara:

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio.

Minimo Sforzo normale e Massimo Momento



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 150 [cm]
Raggio interno: _____ [cm]
N° barre uguali: 80
Diametro barre: 3 [cm]
Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 2379 kN
M_{xEd}: 0 1421 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

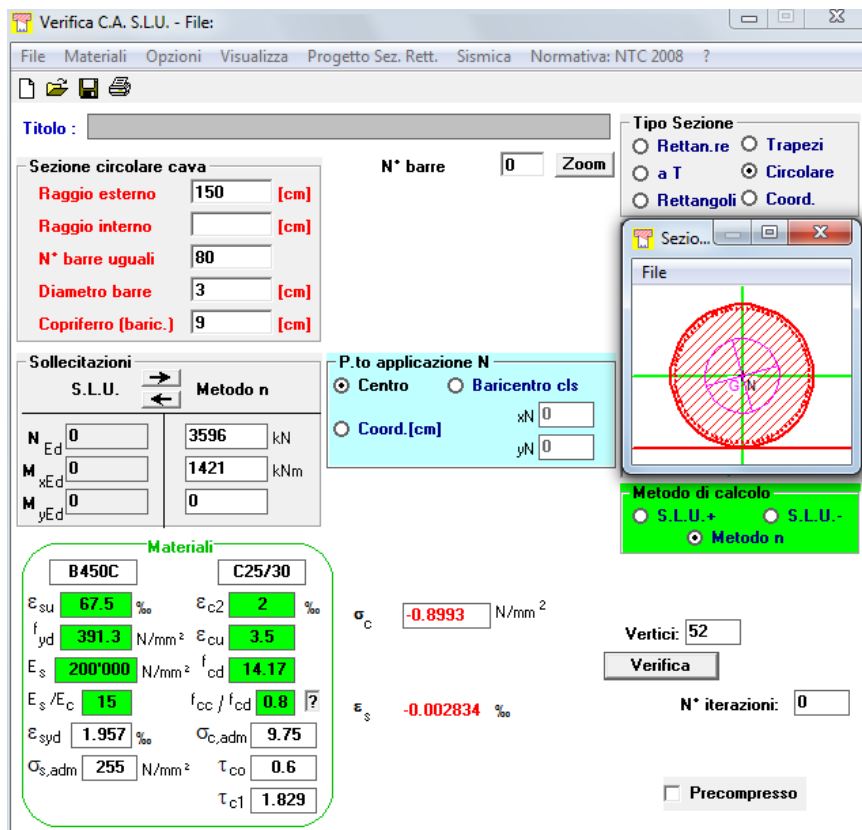
B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 ?
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -0.7629 N/mm²
 σ_s : 2.238 N/mm²
 ϵ_s : 0.01119 ‰
d: 291 cm
x: 243.4 x/d: 0.8364
 δ : 1

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 3
 Precompresso

Massimo Sforzo normale e Massimo Momento



Verifiche:

$$\sigma_c = 0.89 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 2.238 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO
→ VERIFICATO

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 09 CL	VI 02 04 001	A	138 di 139

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione rara, considerando il caso di condizioni ambientali aggressive/molto aggressive ($w_{lim}=0.2\text{mm}$).

$E_{cm} =$	31476 N/mm ²	Concrete Young modulus
$E_s =$	210000 N/mm ²	Steel Young modulus
$f_{ctm} =$	2.56 N/mm ²	

Section characteristic

Deck slab height	$h =$	150 cm
Cover from bars in tension	$c =$	9 cm
Effective height	$d =$	141 cm
Width	$b =$	150 cm
Cover from bars in compression	$c' =$	9 cm

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$	is the maximum crack spacing
ϵ_{sm}	is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
ϵ_{cm}	is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	$\sigma_s =$	2.38 N/mm ²	(SLS combination - cautelatively value)
Ratio E_s/E_{cm}	$\alpha_e =$	6.67	
Effective height of the concrete	$h_{c,eff} =$	22.50 cm	
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	$A_{c,eff} =$	3375 cm ²	
Factor dependent on the duration of the load	$k_t =$	0.4	
	$\rho_{p,eff} =$	0.01398	
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	-0.00037	< 0.00001
	\rightarrow	0.00001	

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

where:

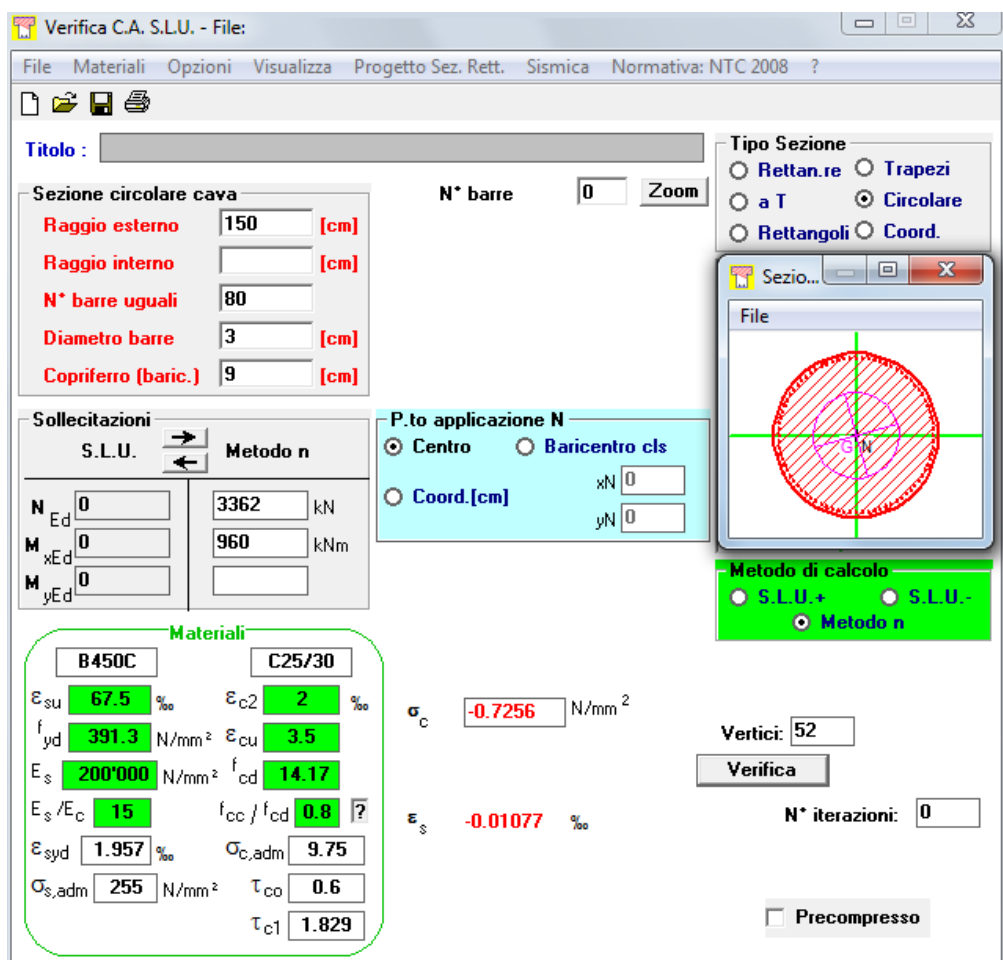
Bar diameter	$\Phi_{s0} =$	30 mm
	$K_1 =$	0.8
	$K_2 =$	0.5
	$K_3 =$	3.400 (BS NA EN 1992-1-1)
	$K_4 =$	0.425 (BS NA EN 1992-1-1)
	$s_{r,max} =$	619.76 mm

Crack width

$w_k =$	0.004 mm	
$w_{k,lim} =$	0.20 mm	OK!

SLE quasi permanente:

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.



$$\sigma_c = 0.726 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO