

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

RFI – DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI FIRENZE
S.O. INGEGNERIA

PROGETTAZIONE: MANDATARIA



PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PISTOIA - LUCCA - VIAREGGIO/PISA
RADDOPPIO DELLA LINEA PISTOIA - LUCCA - PISA S.R.
TRATTA PESCIA - LUCCA

11 - OPERE D'ARTE

Sottopasso pedonale al km 39+355 (via delle Volpi)

Relazione tecnica e di calcolo

SCALA --

Foglio 1 di 1

PROGETTO/ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	PROGR.OP.	FASE FUNZ.	NUMERAZ.
1 3 4 6 P O	S 1 1	P D	T G S P	2 5	0 1	E 0 0 1

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima Emissione	G. Tanzi	18/09/2018						

POSIZIONE ARCHIVIO	LINEA	SEDE TECN.	NOME DOC.	NUMERAZ.		
	L 5 4 2	L 0 1 1 1 6	T B 0 0	1 0 / 0 1		
	Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

1346-PO-S11-PD-TGSP-25-01-E001.dwg

INDICE

1.	INTRODUZIONE	2
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1.	Normativa di riferimento	5
3.	MATERIALI.....	6
3.1.	Materiali scatolare.....	6
3.2.	Materiale del rilevato a monte della parete	8
4.	ANALISI DEI CARICHI.....	9
4.1.	Peso proprio della struttura e pesi permanenti portati	9
4.2.	Analisi dei carichi impalcato	10
4.3.	Spinta statica del terreno	17
4.4.	Azione sismica	19
4.5.	Sovrappinta sismica del terreno	21
5.	COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA	24
5.1.	Combinazioni delle azioni.....	24
6.	MODELLO DI CALCOLO	30
7.	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE E SULLE PARETI	32
8.	PRESSIONI DEL TERRENO	36
9.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	37
9.1.	Verifiche di resistenza per Beam.....	37
9.2.	Verifiche stato limite tensioni di esercizio per Beam.....	38
9.3.	Verifiche stato limite di fessurazione per Beam	39
9.4.	Verifiche stato limite di deformazione per Beam.....	39
9.5.	Verifiche armature Shell.....	39
9.6.	Verifiche calcestruzzo Shell.....	40
9.7.	Verifiche a punzonamento Shell.....	40
9.8.	Resoconto Verifiche	41
10.	INCIDENZA ARMATURE	46

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo strutturale è relativa alla progettazione del sottopasso pedonale ferroviario esistente da adeguare, ubicato nel comune di Capannori (LU) alla progressiva del km 39+355.



Figura 1-1 Vista satellitare del nuovo sottopasso pedonale alla o. km 39+355

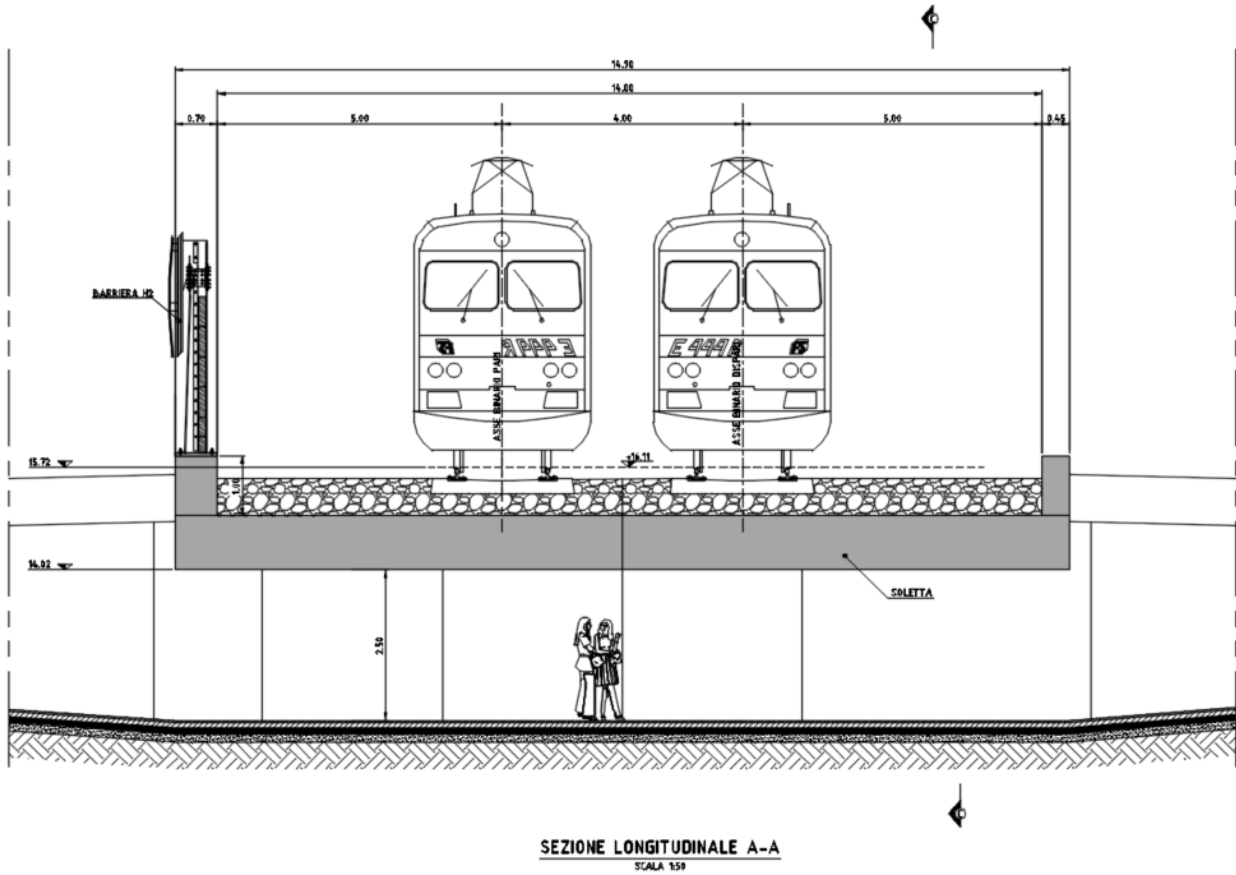
L'intervento è conseguente al raddoppio della linea ferroviaria compresa tra le stazioni di Pescia e Lucca, e comporta la costruzione del sottopasso pedonale (Via Delle Volpi) da realizzare in affiancamento e in fasi distinte al fine di garantire la circolazione ferroviaria durante il periodo di cantiere.

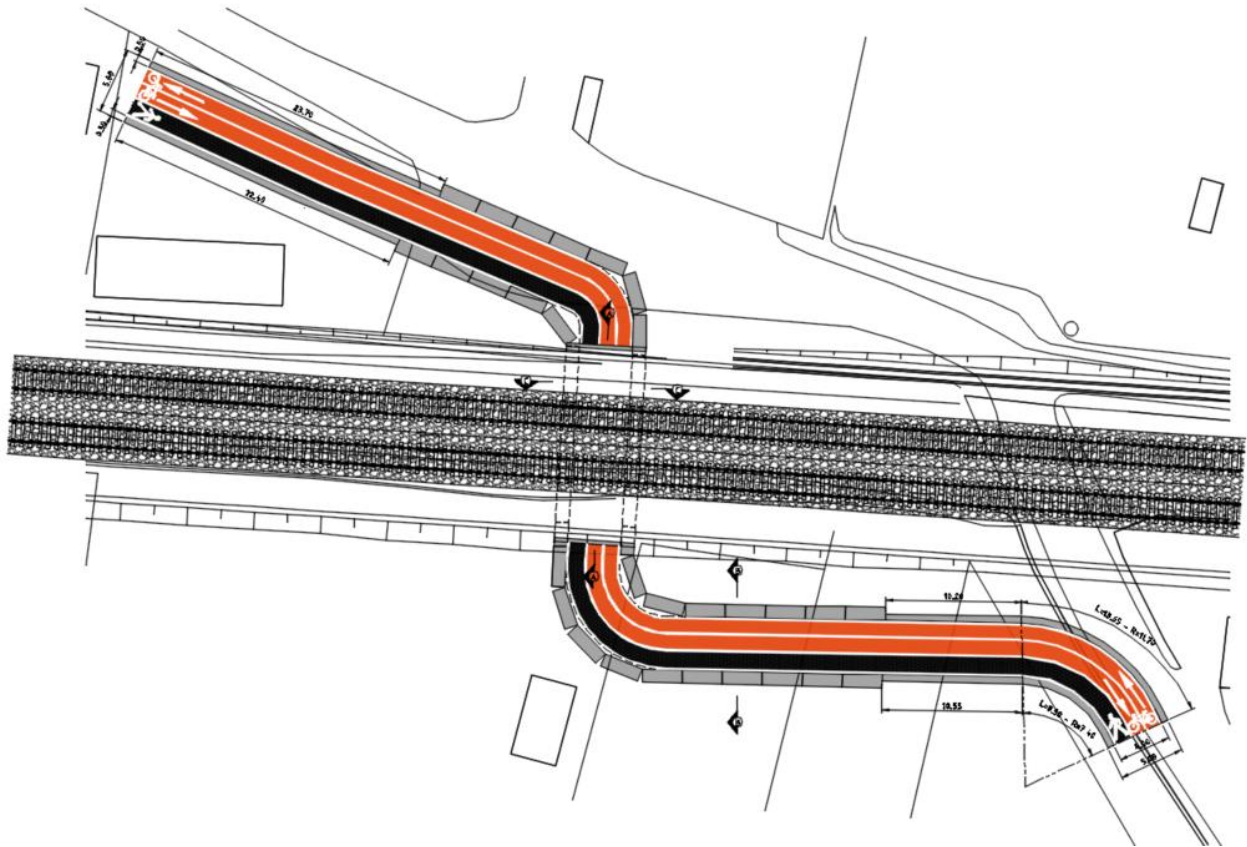
Lo scatolare è realizzato con una soletta da 75 cm, di luce netta L pari a 2,80 m e lunghezza totale 5,60 m.

La fondazione è superficiale, costituita da un plinto di spessore 1,00 m e dimensioni 4,80m x 5,60m.

Le pareti sono spesse 1,00 m, alte esternamente 4.75 m e larghezza 7.50 m. L'altezza netta interna dello scatolare è di 3,00m. L'opera si rende necessaria per consentire il passaggio di persone da una banchina all'altra. L'altezza netta dello scatolare si riduce ulteriormente a 2,50m a seguito della realizzazione del massetto interno e della pavimentazione. La struttura appena descritta rappresenta metà porzione di opera che sarà affiancata alla seconda metà in fasi distinte.

Si riportano nelle immagini seguenti le sezioni del sottovia scatolare in esame.





2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. Normativa di riferimento

La normativa di riferimento per la progettazione in oggetto è la seguente:

Norme tecniche per le costruzioni

- D.M. 17/01/2018: Norme tecniche per le costruzioni (d'ora in avanti definite NTC18);

Specifiche tecniche ed istruzioni RFI

- RFI DTC SI MA IFS 001 B Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE I - DISPOSIZIONI GENERALI
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 1 – AMBIENTE E GEOLOGIA
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 2 – PONTI E STRUTTURE
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 3 – CORPO STRADALE
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 5 – PRESCRIZIONI PER I MARCIAPIEDI E LE PENSILINE
- RFI DTC SICS SP IFS 001 B del 24-12-15 Capitolato appalto OOC
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la Progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la Progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio "I" incorporate nel calcestruzzo

Eurocodici:

- UNI EN 1990: Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1992: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- UNI EN 1993: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio.
- UNI EN 1993: Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- UNI EN 1997: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica.
- UNI EN 1998: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

Mandataria

Mandanti

3. MATERIALI

3.1. Materiali scatolare

I requisiti minimi delle miscele di calcestruzzo sono individuati in tabella 6.5.5.1 del Capitolato d'Appalto RFI. Per il copriferro di progetto, individuato a partire dalla classe di esposizione ambientale, si fa riferimento alla tabella del par. 2.5.2.2.3.2 del Manuale di Progettazione RFI

Tabella 6.5.5.1 – Requisiti minimi delle miscele

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
Tipo di calcestruzzo	Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) ¹	Rapporto a/c max	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) _{min}]	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Classe di resistenza di calcolo (MPa)	
C**	1	Impalcati in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S4,S5	CEM I,II,III,IV,V	Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S3,S4	CEM I,II,III,IV,V	Rck
H**	1	Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	0.60	C25/30	S4, S5	CEM III,IV,V	30
	2	Pali di fondazione gettati in opera	XC2	0.60	C25/30	S4, S5	CEM III,IV,V	30
	3	Pali di fondazione prefabbricati	[XA1]	0.50	C32/40	S4, S5	CEM III,IV,V	Rck
I	Magrone di riempimento o livellamento	X0	-	C12/15	-	CEM I,II,III,IV,V	Rck	

Elemento strutturale	Categoria di esposizione minima	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	XC2	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	XA1	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	XC2	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, ecc.)	XC2	40mm
Cunette canalette e cordoli	XC1	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, baggioli)	XC3	40mm
Opere in elevazione con superfici interrate o non ispezionabili	XC3	40mm
Solette estradosso	XC3	35mm
Solette intradosso (getto in opera)		35mm
Impalcati armatura ordinaria	XC3	40mm
Impalcati in c.a.p. - cavi pre-tesi	XC3	Max ($3\phi_{TR}$; 50mm)
Impalcati in c.a.p. cavi post-tesi	XC3	Max (ϕ_G ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	XC3	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	XA1	Max (ϕ_{inf} ; 20mm)

tabella 2.5.2.2.3.2.-1

In accordo alla tabella il calcestruzzo impiegato per lo scatolare è il seguente:

- Calcestruzzo scatolare:

Tipo	C 30/37
Classe di esposizione	XC3
Copriferro	40 mm
Rapporto a/c massimo	0.55
Classe di consistenza	S3, S4
Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} \geq 2.169 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 33642.8 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

- Acciaio in barre da c.a. e reti elettrosaldate:

Tipo	B450C
Resistenza caratteristica di snervamento	$F_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Mandataria

Mandanti

3.2. Materiale del rilevato a monte della parete

A monte della spalla si assumono i parametri geotecnici di un rilevato ferroviario in rettilineo con le caratteristiche meccaniche come indicato dal Manuale di Progettazione (PARTE II – SEZIONE 3 - 3.8.1.3.3):

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$
- Coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1. Peso proprio della struttura e pesi permanenti portati

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione permanente del peso proprio della struttura.

Altezza paramento =	3,00 m
Altezza platea di fondazione =	1,00 m
Spessore Soletta	0,75 m
Altezza complessiva della struttura =	4,75 m
Lunghezza trasversale platea di fondazione ($L_{x,platea}$) =	4,80 m
Larghezza longitudinale platea di fondazione ($L_{y,platea}$) =	5,60 m
Lunghezza longitudinale muro frontale (L_y) =	5,60 m
Lunghezza trasversale muro frontale (L_x) =	1,00 m
Area fondazione del muro =	26,88 m ²

PESO PROPRIO STRUTTURA - GEOMETRIA							
Descrizione	quantità	LX [m]	LY [m]	H [m]	Volume [m ³]	γ [kN/m ³]	Peso [kN]
FONDAZIONE		4,80	5,60	1,00	26,880	25,00	672,00
PARETE SX		1,00	5,60	3,00	16,800	25,00	420,00
PARETE DX		1,00	5,60	3,00	16,800	25,00	420,00
SOLETTA		4,80	5,60	0,75	20,160	25,00	504,00
TOTALE [kN]							2016,00

Il peso totale della struttura.

$$G_{1,scatolare} = 2016,00 \text{ kN}$$

Tra i carichi permanenti portati si considera il peso della sovrastruttura ferroviaria in testa alla parete. Da Manuale di Progettazione RFI il peso della massicciata e dell'armamento nel caso in esame di tracciato in rettilineo può essere stimato a partire da un peso di volume di 18 kN/m³, applicato sull'impronta del ballast, per un'altezza media tra piano ferro ed estradosso sub-ballast pari a 0,80 m. Tale carico si considera influente per una distanza dal bordo del paramento di 50cm

$$G_{2,scatolare} = 18 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 3,00 = 21,6 \text{ kN}$$

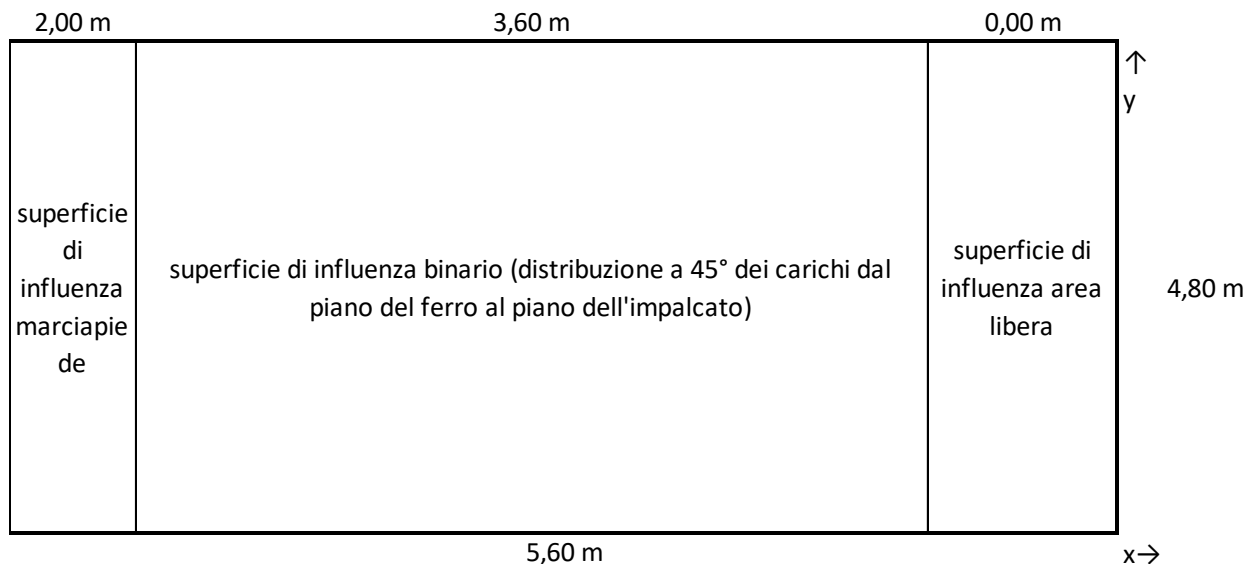
4.2. Analisi dei carichi impalcato

L'impalcato è in calcestruzzo dello spessore di 75cm

ANALISI DEI CARICHI

LUNGHEZZA IMPALCATO	L	4,80	m
sempre parallelo all'asse ferroviario			
LARGHEZZA IMPALCATO	B	5,60	m
sempre ortogonale all'asse ferroviario			
SPESSORE IMPALCATO	s	0,75	m
Larghezza media della spalla	S_{spalla}	1,00	m
Larghezza di influenza dell'asse ferroviario	L_f	3,60	m
Altezza Ballast	H_b	0,80	m
Altezza piano del ferro-estradosso soletta	H_{b-s}	1,00	m
Altezza della barriera ferroviaria	H_{bar}	5,00	m
Raggio della curva (per valutare le azioni centrifughe)	r	0,00	m
Pressione del vento (secondo NTC 18)	P_v	1,45	kN/mq
Peso della barriera (sviluppo superficiale)	P_{bar}	4,00	kN/mq
Densità calcestruzzo	γ_{cls}	25,00	kN/mc
Densità ballast	γ_{ball}	21,00	kN/mc

Distribuzione dei carichi sull'impalcato



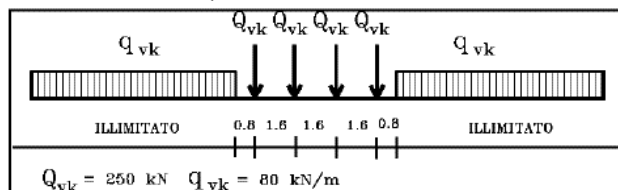
CARICHI VERTICALI

peso della soletta in calcestruzzo **G1** **18,75** **kN/mq**
calcolato in automatico dal software fem

Peso del ballast, armamento e conglomerato bituminoso **G2** **16,8** **kN/mq**

Peso della barriera **G2** **10** **kN/mq**
Si applica sulla porzione di influenza del marciapiede

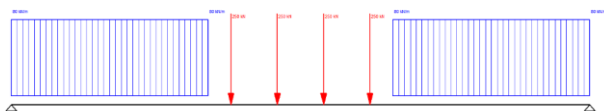
Carichi accidentali QLM71



Coefficiente di andamento α 1,1 -
Carico distribuito q_{vk} 80 kN/m
Carico concentrato Q_{vk} 250 kN

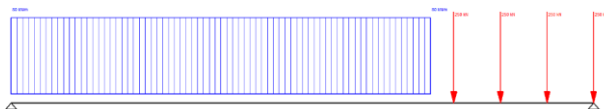
Carico equivalente generato dal massimo momento

Applicazione del carico distribuito (80kN/m) agli estremi x, q_{vk} 0 m
Momento per carico applicato in mezzera (amplificato per α) M 440,0 kNm
Carico equivalente per trave semplicemente appoggiata $P1$ 152,8 kN/m
Carico distribuito superficialmente equivalente $q1$ 42,44 kN/mq



Carico equivalente generato dal massimo taglio

Applicazione del carico distribuito (80kN/m) all'estremo x, q_{vk} 0 m
Taglio per carico applicato su appoggio (amplificato per α) T 550,0 kNm
Carico equivalente per trave semplicemente appoggiata $P2$ 229,2 kN/m
Carico distribuito superficialmente equivalente $q2$ 63,66 kN/mq



Carico distribuito accidentale QLM71 (max q1;q2) **QLM71** **63,66** **kN/mq**

Carichi accidentali SW2

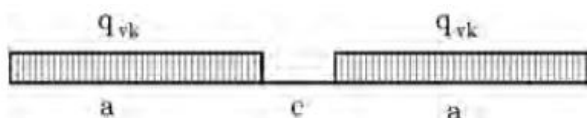


Fig. 5.2.2 -Modelli di carico SW

tratto a	a	25	m
tratto c	c	7	m
Coefficiente di andamento	α	1	-
Carico distribuito	q _{vk}	150	kN/m

Carico equivalente generato dal massimo momento

Applicazione del carico distribuito (150kN/m) in mezzeria	x,q _{vk}	0	m
Momento per carico applicato in mezzeria (amplificato per α)	M	432,0	kNm
Carico equivalente per trave semplicemente appoggiata	P1	150,0	kN/m
Carico distribuito superficialmente equivalente	q1	41,67	kN/mq

Carico equivalente generato dal massimo taglio

Applicazione del carico distribuito (150kN/m) all'estremo	x,q _{vk}	0	m
Taglio per carico applicato su appoggio (amplificato per α)	T	360,0	kNm
Carico equivalente per trave semplicemente appoggiata	P2	150,0	kN/m
Carico distribuito superficialmente equivalente	q2	41,67	kN/mq

Carico distribuito accidentale QSW2 (max q1;q2)	Q_{SW2}	41,67	kN/mq
--	------------------------	--------------	--------------

Carichi accidentali Marciapiedi

Si considera non concomitante con il transito dei treni

Distribuzione carico marciapiedi	q _{mar}	10	
Carico accidentale Marciapiede	Q_{mar}	5,00	kN/mq

Carichi da Vento

Agente sulla superficie della barriera antirumore e su quella del manufatto, si considera un incremento pari a 0.4 kN/m² dovuto ad effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli

Pressione del vento amplificata	Q_{wind}	1,85	kN/mq
--	-------------------------	-------------	--------------

Effetti dinamici

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei modelli di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Si valutano i casi per treni che percorrono la tratta a velocità inferiore ai 200km/h

Si considerano linee con standard manutentivo ridotto

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 5.2.II.

Dove L_f per questa analisi coincide con la lunghezza L

Il coef. Dinamico non si usa per "treni scarichi" e "treni reali"

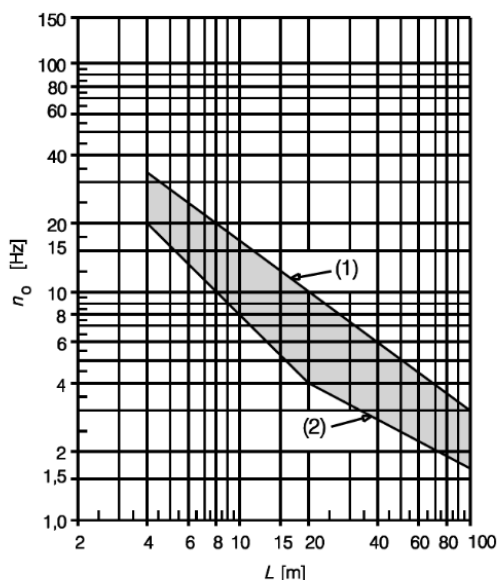
Coefficiente di incremento dinamico	ϕ_3	1,815
--	----------------------------	--------------

Carichi accidentali verticali dinamizzati

Carico distribuito accidentale QLM71	Q_{LM71}	115,53	kN/mq
Carico distribuito accidentale QSW2	Q_{SW2}	75,62	kN/mq

Limiti delle frequenze proprie dell'impalcato

Velocità inferiore a 200km/h



- (1) Limite superiore della frequenza naturale
(2) Limite inferiore della frequenza naturale

Mandataria

Mandanti

Lunghezza di calcolo	Lcalc	3,80	m
Pesi permanenti in com. caratteristica G1+G2; per la porzione di impalcato soggetta ai carichi ferroviari	P,perm	128,0	kN/m
Modulo elastico cls C30/37	Ec	32837	Mpa
Momento d'inerzia sezione impalcato	Iimp	1,27E+11	mm ⁴
Freccia in mm della porzione di impalcato soggetta ai carichi ferroviari	f	0,08	mm
Frequenza limite superiore	n0i	16,67	Hz
Frequenza limite inferiore	n0s	29,31	Hz
Prima frequenza flessionale della trave appoggiata	n0	61,39	Hz
Verifica n0i < n0 < n0s			<i>si esegue analisi dinamica</i>

CARICHI ORIZZONTALI

Forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva. La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F..

Velocità per LM71	V _{LM71}	140	km/h
Velocità per SW2	V _{SW2}	100	km/h
coefficiente di adattamento	f _{LM71}	0,97	
coefficiente di adattamento	f _{SW2}	1,00	

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right]$$

fattore di riduzione	α	1,00	
----------------------	---	------	--

$$Q_{ik} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{ok}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{ok})$$

$$q_{ik} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{ok}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{ok})$$

Distribuzione di forza centrifuga per carichi LM71	Pcentr,LH71	0,00	kN/mq
Distribuzione di forza centrifuga per carichi SW2	Pcentr,SW2	0,00	kN/mq

Azione di serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.
Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk} = 100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente ϕ .
Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Carico concentrato orizzontale, applicato in mezzzeria per azione di serpeggio . Sia per LM71 che per SW2

Q_{sk}	100	kN
----------	------------	-----------

Azione di frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

Avviamento LM71 e SW2

$q_{la,k}$	33	kN/m
------------	-----------	-------------

Frenatura LM71

$q_{lb,k}$	20	kN/m
------------	-----------	-------------

Frenatura SW2

$q_{lb,k}$	35	kN/m
------------	-----------	-------------

Si spalmano le azioni definite dalla NTC18 sulla superficie di influenza

Avviamento LM71 e SW2

$Q_{la,k}$	9,17	kN/m
------------	-------------	-------------

Frenatura LM71

$Q_{lb,k}$	5,56	kN/m
------------	-------------	-------------

Frenatura SW2

$Q_{lb,k}$	9,72	kN/m
------------	-------------	-------------

Azione del vento

Si considera l'azione del vento applicata su una barriera di 5m, presente solo su un estremo dell'impalcato

Distribuzione sulla barriera

$q_{wind,barr}$	9,25	kN/m
-----------------	-------------	-------------

Applicato ad una altezza di

H _{car}	2,5	m
------------------	------------	----------

COPPIE

Di seguito le coppie generate dall'applicazione del carico

Altezza di calcolo: piano del ferro-asse platea

H	1,375	m
----------	--------------	----------

Impronta di calcolo per l'asse ferroviario

A	17,280	m²
----------	---------------	----------------------

Coppia per avviamento LM71 e SW2

$MQ_{la,k} (dir.x)$	217,8	kNm
---------------------	--------------	------------

Coppia per Frenatura LM71

$MQ_{lb,k} (dir.x)$	132,00	kNm
---------------------	---------------	------------

Coppia per Frenatura SW2

$MQ_{lb,k} (dir.x)$	231,00	kNm
---------------------	---------------	------------

Coppia dovuta al carico concentrato orizzontale, applicato in mezzzeria per azione di serpeggio posto sul piano del ferro. Sia per LM71 che per SW2

$MQ_{sk} (dir.y)$	137,50	kNm
-------------------	---------------	------------

Distribuzione di coppia indotta dall'azione del vento sulla barriera

$Mq_{wind,barr} (dir.y)$	23,125	kNm/m
--------------------------	---------------	--------------

Mandatataria

RIEPILOGO AZIONI DI CALCOLO

Resoconto azioni LM71

VERTICALI				DISTRIBUITI	
1	peso del calcestruzzo soletta	G1	18,75		kN/mq
2	Peso del ballast, armamento e conglomerato bituminoso	G2	16,80		kN/mq
3	Peso della barriera (ripartito sulla fascia del marciapiede)	G2	10,00		kN/mq
4	Carico distribuito accidentale QLM71 dinamizzati	Q_{LM71}	115,53		kN/mq
5	Carico accidentale Marciapiede	Q_{mar}	5,00		kN/mq
6	Pressione del vento amplificata	Q_{wind}	1,85		kN/mq
7	Coppia per avviamento LM71	$MQ_{a,k (dir.x)}$	217,80		kNm
8	Coppia per Frenatura LM71	$MQ_{b,k (dir.x)}$	132,00		kNm
9	Coppia dovuta al carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per azione di serpeggio posto sul piano del ferro per LM71	$MQ_{sk (dir.y)}$	137,50		kNm
10	Distribuzione di coppia indotta dall'azione del vento sulla barriera	$Mq_{wind,barr (dir.y)}$	23,13	kNm/m	
ORIZZONTALI				COPPIE CONCENTRATE	
11	Risultante di forza centrifuga per carichi LM71	$P_{centr,LH71}$	0,00		kN
12	Carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per serpeggio per LM71	Q_{sk}	100		kN
13	Avviamento LM71 (applicato in mezzeria)	$Q_{a,k (dir.y)}$	158,40		kN
14	Frenatura LM71 (applicato in mezzeria)	$Q_{b,k (dir.y)}$	96,00	kN	
15	Distribuzione sulla barriera (applicato in mezzeria)	$Mq_{wind,barr}$	9,25	kN/m	
16	Coppia torcente dovuta al serpeggio (applicato in mezzeria)	MQ_{sk}	137,5	kN/m	

Resoconto azioni SW2

VERTICALI				DISTRIBUITI	
1	peso del calcestruzzo soletta	G1	18,75		kN/mq
2	Peso del ballast, armamento e conglomerato bituminoso	G2	16,80		kN/mq
3	Peso della barriera (ripartito sulla fascia del marciapiede)	G2	10,00		kN/mq
4	Carico distribuito accidentale QSW2 dinamizzati	Q_{SW2}	75,62		kN/mq
5	Carico accidentale Marciapiede	Q_{mar}	5,00		kN/mq
6	Pressione del vento amplificata	Q_{wind}	1,85		kN/mq
7	Coppia per avviamento SW2	$MQ_{a,k (dir.x)}$	217,80		kNm
8	Coppia per Frenatura SW2	$MQ_{b,k (dir.x)}$	231,00		kNm
9	Coppia dovuta al carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per azione di serpeggio posto sul piano del ferro per SW2	$MQ_{sk (dir.y)}$	137,50		kNm
10	Distribuzione di coppia indotta dall'azione del vento sulla barriera	$Mq_{wind,barr (dir.y)}$	23,13	kNm/m	
ORIZZONTALI				COPPIE CONCENTRATE	
11	Risultante di forza centrifuga per carichi LM71	$P_{centr,SW2}$	0,00		kN
12	Carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per serpeggio per SW2	Q_{sk}	100		kN
13	Avviamento SW2	$Q_{a,k}$	158,40		kN
14	Frenatura SW2	$Q_{b,k}$	168,00	kN	
15	Distribuzione sulla barriera	$q_{wind,barr}$	9,25	kN/m	
16	Coppia torcente dovuta al serpeggio (applicato in mezzeria)	MQ_{sk}	137,5	kN/m	

4.3. Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno e del sovraccarico possono essere calcolate, in assenza di falda, come:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k \cdot H^2 \cdot L$$

$$F_q = \Delta q \cdot k \cdot H \cdot L$$

γ_t = peso specifico del terreno;

L = larghezza della spalla;

Δq = sovraccarico a tergo della spalla;

k = coefficiente di spinta.

Nel caso in esame, poiché la fondazione della spalla è su pali, si considera che a monte dell'opera gli spostamenti del muro non siano tali da poter mobilitare lo stato limite del terreno. Si assume quindi come valore di k per il calcolo della spinta orizzontale il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

$$k_0 = 1 - \sin \varphi'$$

L'angolo di attrito terreno-struttura δ è valutato secondo quanto prescritto dal Manuale di Progettazione al cap. 3.8.1.3:

$\beta = 0.0^\circ$ (inclinazione piano campagna a monte)

$\varphi' = 38^\circ$ (angolo di attrito del rilevato ferroviario a monte)

L'angolo di attrito muro-terreno viene assunto con il valore suggerito normalmente in letteratura:

$$\delta = 2 \cdot \varphi' / 3 = 25,33^\circ$$

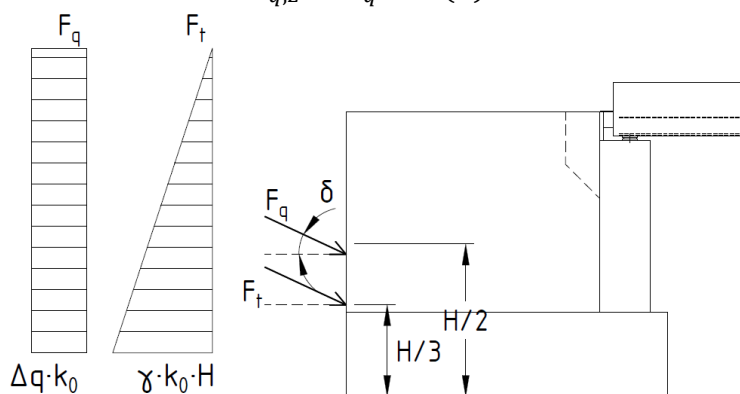
La spinta del terreno può essere scomposta quindi nella direzione verticale z e nella direzione orizzontale y come segue:

$$F_{t,y} = F_t \cdot \cos(\delta)$$

$$F_{t,z} = F_t \cdot \sin(\delta)$$

$$F_{q,y} = F_q \cdot \cos(\delta)$$

$$F_{q,z} = F_q \cdot \sin(\delta)$$



Le spinte calcolate con i criteri illustrati facendo variare i coefficienti parziali M1 e M2 sono le seguenti:

TERRENO DEL RILEVATO FERROVIARIO		
ϕ'	angolo di attrito del terreno di monte	38,0 °
$\tan\phi'$	tang. Dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di monte	0,781
$\gamma_{\phi' M1}$	coefficiente Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M1	1,00
$\gamma_{\phi' M2}$	coefficiente Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M2	1,25
$\phi' M1$	angolo di attrito per la cond. M1	38,00 °
$\phi' M2$	angolo di attrito per la cond. M2	32,01 °
γ	peso per unità di volume del terreno	20,0 kN/m ³
δ esercizio M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M1	25,3 °
δ esercizio M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M2	21,3 °
H terreno	altezza terreno da estradosso fondazione	7,90 m
β	inclinazione rispetto alla verticale del paramento	0,0 °
i	inclinazione rispetto all'orizzontale della sup. del terrapieno	0,0 °
$k_0 M1$	coefficiente di spinta a riposo cond. M1 $k_0=(1-\sin\phi)$	0,384
$k_0 M2$	coefficiente di spinta a riposo cond. M2 $k_0=(1-\sin\phi)$	0,470
$k_a M1$	coeff. Di spinta attiva Coulomb cond. M1	0,2168
$k_a M2$	coeff. Di spinta attiva Coulomb cond. M2	0,2744
c'	coesione del terreno a monte	0,00 kPa

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO		cond. con k_0	cond. con k_a
SPINTE STATICHE TERRENO RILEVATO SU PARETE	Spinta del terreno soprafalda in condizione M1	485,61 kN	273,91 kN
	Componente orizzontale	438,91 kN	247,57 kN
	Componente verticale	207,79 kN	117,20 kN
	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2	593,82 kN	346,76 kN
	Componente orizzontale	553,12 kN	322,99 kN
	Componente verticale	216,07 kN	126,17 kN

TENSIONI ORIZZ. DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO		σ cond. con k_0	σ cond. con k_a
SPINTE STATICHE TERRENO RILEVATO SU PARETE	Spinta del terreno soprafalda in condizione M1	36,51 kPa	20,59 kPa
	Componente orizzontale	33,00 kPa	18,61 kPa
	Componente verticale	15,62 kPa	8,81 kPa
	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2	44,65 kPa	26,07 kPa
	Componente orizzontale	40,35 kPa	23,56 kPa
	Componente verticale	19,10 kPa	11,16 kPa

Spinta terreno +ballast orizzontale	37,38	kPa
Spinta terreno +ballast verticale	84,05	kN/m

In aggiunta si considera la spinta dovuta alla presenza del sovraccarico gravante sul cuneo di spinta a monte della spalla.

Come suggerito al §5.2.2.2.1.5. di NTC'18 si assume che il sovraccarico agisca a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla e sia uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m.

La spinta F_q è data da una componente di sovraccarico permanente portato (Δq_{G2}) relativo al peso della sovrastruttura (massicciata e armamento) e da una componente di sovraccarico accidentale dovuta al traffico ferroviario (Δq_Q).

Il sovraccarico permanente a monte del manufatto è quindi:

$$\Delta q_{G2} = 18.8 \cdot 0.7 = 12,6 \text{ kPa}$$

Per il sovraccarico variabile si assumono gli schemi di carico da traffico ferroviario definiti al §5.2.2.2 di NTC'18.

Per il modello LM71 si considera a monte della spalla il carico distribuito di 80 kN/m, affidando la configurazione dei quattro assi applicata all'impalcato mentre per i modelli SW si assume il carico più gravoso di 150 kN/m del treno tipo SW2.

$$\Delta q_{LM71} = 80/3 = 26,7 \text{ kPa}$$

$$\Delta q_{SW2} = 150/3 = 50 \text{ kPa}$$

Si riportano nel seguito le spinte da sovraccarico a monte della spalla.

		BALLAST		LM71		SW2	
		Δq_{G2}	12,6 kPa	Δq_Q	26,7 kPa	Δq_Q	50,0 kPa
SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO		cond. con k_0	cond. con k_s	cond. con k_0	cond. con k_s	cond. con k_0	cond. con k_s
SPINTE TERRENO RILEVATO SU PARETE	Spinta del terreno soprafalda in condizione M1-A1	128,81 kN	72,66 kN	272,62 kN	153,78 kN	511,17 kN	288,33 kN
	Componente orizzontale	116,43 kN	65,67 kN	246,41 kN	138,99 kN	462,01 kN	260,60 kN
	Componente verticale	55,12 kN	31,09 kN	116,65 kN	65,80 kN	218,72 kN	123,37 kN
	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2-A2	157,52 kN	91,98 kN	333,38 kN	194,67 kN	625,08 kN	365,01 kN
	Componente orizzontale	146,72 kN	85,68 kN	310,52 kN	181,33 kN	582,23 kN	339,99 kN
	Componente verticale	57,32 kN	33,47 kN	121,30 kN	70,83 kN	227,44 kN	132,81 kN

		BALLAST		LM71		SW2	
		Δq_{G2}	12,6 kPa	Δq_Q	26,7 kPa	Δq_Q	50,0 kPa
TENSIONI ORIZZ. DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO		cond. con k_0	cond. con k_s	cond. con k_0	cond. con k_s	cond. con k_0	cond. con k_s
SPINTE TERRENO RILEVATO SU PARETE	Spinta del terreno soprafalda in condizione M1-A1	4,84 kPa	2,73 kPa	10,25 kPa	5,78 kPa	19,22 kPa	10,84 kPa
	Componente orizzontale	4,38 kPa	2,47 kPa	9,26 kPa	5,23 kPa	17,37 kPa	9,80 kPa
	Componente verticale	2,07 kPa	1,17 kPa	4,39 kPa	2,47 kPa	8,22 kPa	4,64 kPa
	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2-A2	5,92 kPa	3,46 kPa	12,53 kPa	7,32 kPa	23,50 kPa	13,72 kPa
	Componente orizzontale	5,52 kPa	3,22 kPa	11,67 kPa	6,82 kPa	21,89 kPa	12,78 kPa
	Componente verticale	2,15 kPa	1,26 kPa	4,56 kPa	2,66 kPa	8,55 kPa	4,99 kPa

4.4. Azione sismica

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

Latitudine: 43.834604 N

Longitudine: 10.561258 E

In accordo alla Tabella 2.5.1.1.1-1 del Manuale di Progettazione, si considera la seguente Vita Nominale:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

Dalla Tabella 2.5.1.1.2-1 del Manuale, si ricava la classe d'uso dell'opera in esame, la C III, per la quale il coefficiente d'uso risulta:

$$C_U = 1.5$$

Ne consegue un periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche sulla struttura:

$$V_R = V_N \cdot C_U \geq 75 \text{ anni}$$

Per il sottosuolo in questione si ha:

Categoria di sottosuolo: D

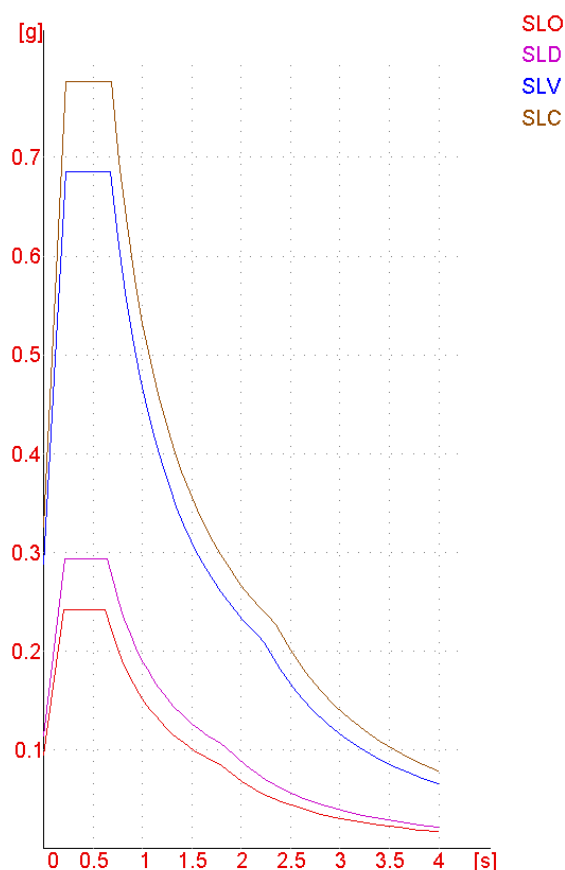
Condizione topografica: T1

Infine, si considera un fattore di struttura come suggerito da NTC'18 al paragrafo 7.9.5.6.2 sulla base del collegamento con l'impalcato. Nel caso in esame si analizza la parete con apparecchio di appoggio fisso.

Si ha quindi:

Fattore di struttura: 1

L'azione sismica è la seguente:



Sisma

- Zona sisma: 3: bassa
- Codice zona regionale: 3
- Classe Uso: III: Affollamento significativo
- Coefficiente d'uso Cu: 1.5
- Periodo di riferimento [anni]: 75
- Quota relativa allo zero sismico [m]: 0
- Risposta locale Sisma
 - Categoria Sottosuolo: D: $V_{s,30} < 180\text{m/s}$
 - Categoria Topografica: T1: Pianeggiante ($i < 15^\circ$)

Mandataria

Mandanti

Sisma: Parametri ag , F_0 , T_c^*

Stato Limite	Pvr[%]	Tr	ag/g	F_0	$T_c^*[s]$
SLO	81	45.161	0.052503	2.5568	0.25376
SLD	63	75.434	0.063143	2.578	0.27
SLV	10	711.84	0.16	2.38	0.297
SLC	5	1462.2	0.18849	2.3861	0.30406

Sisma orizzontale sito

S.L.	Prv [%]	Tr [Anni]	S	ST	Ss	Cc	Tc [s]	ag [m/s ²]	PGA [m/s ²]	Se(Tc) [m/s ²]	Se(Tc) [g]
SLO	81	45.161	1.8	1	1.8	2.4814	0.62969	0.51488	0.92678	0.24163	2.3696
SLD	63	75.434	1.8	1	1.8	2.4056	0.64952	0.61922	1.1146	0.29301	2.8735
SLV	10	711.84	1.8	1	1.8	2.2937	0.68122	1.5691	2.8243	0.68544	6.7219
SLC	5	1462.2	1.7254	1	1.7254	2.2669	0.68928	1.8484	3.1892	0.77599	7.6098

Spettri elastici [g]

T [s]	Direzione X [g]				direzione Y [g]				direzione Z [g]			
	SLO	SLD	SLV	SLC	SLO	SLD	SLV	SLC	SLO	SLD	SLV	SLC
0.00	0.0945	0.1137	0.2880	0.3252	0.0945	0.1137	0.2880	0.3252	0.0162	0.0214	0.0864	0.1105
0.05	0.1296	0.1551	0.3755	0.4233	0.1296	0.1551	0.3755	0.4233	0.0415	0.0552	0.2056	0.2636
0.10	0.1646	0.1965	0.4630	0.5214	0.1646	0.1965	0.4630	0.5214	0.0415	0.0552	0.2056	0.2636
0.15	0.1996	0.2379	0.5505	0.6195	0.1996	0.2379	0.5505	0.6195	0.0415	0.0552	0.2056	0.2636
0.20	0.2347	0.2793	0.6381	0.7176	0.2347	0.2793	0.6381	0.7176	0.0311	0.0414	0.1542	0.1977
0.25	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.0249	0.0331	0.1234	0.1582
0.30	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.0208	0.0276	0.1028	0.1318
0.35	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.0178	0.0237	0.0881	0.1130
0.40	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.0156	0.0207	0.0771	0.0988
0.45	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.0138	0.0184	0.0685	0.0879
0.50	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.0125	0.0166	0.0617	0.0791
0.60	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.2416	0.2930	0.6854	0.7760	0.0104	0.0138	0.0514	0.0659
0.70	0.2174	0.2719	0.6671	0.7641	0.2174	0.2719	0.6671	0.7641	0.0089	0.0118	0.0441	0.0565
0.80	0.1902	0.2379	0.5837	0.6686	0.1902	0.2379	0.5837	0.6686	0.0078	0.0104	0.0386	0.0494
0.90	0.1691	0.2115	0.5188	0.5943	0.1691	0.2115	0.5188	0.5943	0.0069	0.0092	0.0343	0.0439
1.00	0.1522	0.1903	0.4669	0.5349	0.1522	0.1903	0.4669	0.5349	0.0062	0.0083	0.0308	0.0395
1.50	0.1014	0.1269	0.3113	0.3566	0.1014	0.1269	0.3113	0.3566	0.0028	0.0037	0.0137	0.0176
2.00	0.0688	0.0881	0.2335	0.2674	0.0688	0.0881	0.2335	0.2674	0.0016	0.0021	0.0077	0.0099
2.50	0.0441	0.0564	0.1673	0.2014	0.0441	0.0564	0.1673	0.2014	0.0010	0.0013	0.0049	0.0063
3.00	0.0306	0.0392	0.1162	0.1399	0.0306	0.0392	0.1162	0.1399	0.0007	0.0009	0.0034	0.0044
3.50	0.0225	0.0288	0.0854	0.1028	0.0225	0.0288	0.0854	0.1028	0.0005	0.0007	0.0025	0.0032
4.00	0.0172	0.0220	0.0654	0.0787	0.0172	0.0220	0.0654	0.0787	0.0004	0.0005	0.0019	0.0025

4.5. Sovrappinta sismica del terreno

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. Essendo la struttura scatolare rigida, nel terreno non si raggiungono le condizioni di equilibrio limite. Si applica quindi la teoria di Wood, secondo la quale la sovrappinta sismica è data da una distribuzione di sovrappressioni costante con la profondità.

La risultante è quindi applicata a metà altezza della spalla ($H/2$).

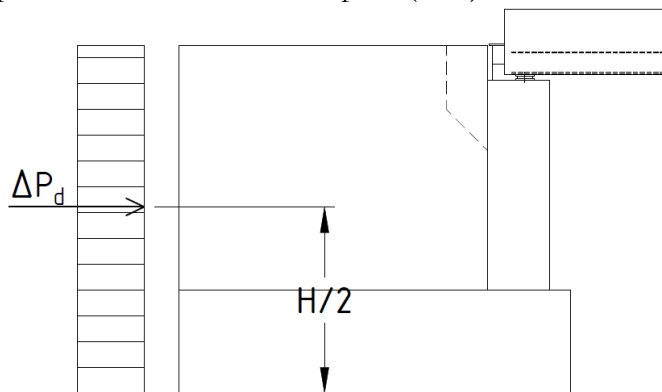


Figura 4-1 Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica (teoria di Wood)

Le formule impiegate sono le seguenti:

- Per il valore dell'incremento di spinta in condizioni sismiche si ha:

$$\Delta P_d = (a_g/g) \cdot S \cdot \gamma_d \cdot H^2$$

In cui:

a_g/g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito:

$$S = S_S \cdot S_T = 180$$

Per l'opera in esame risulta:

$$a_g/g = 0.160$$

Si riportano di seguito i coefficienti sismici orizzontale e verticale assunti per il calcolo della sovraspinta sismica del sito indagato suggeriti dal Manuale di Progettazione RFI:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,2880$$

$\beta_m = 1$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima (per opere non in grado di subire spostamenti).

$$a_{max} = S \cdot a_g$$

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito;

Mentre per il coefficiente sismico verticale risulta:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0,1440$$

Nella tabella seguente vengono riassunti i parametri assunti per l'analisi sismica e i valori di sovraspinta calcolati.

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE					
	categoria del sottosuolo				D
F_0	fattore per l'amplif. Spettr. max. Su sito di rif. Rigido				2,3800
a_g	acc orizz mass attesa su sito di rif rigido				0,16 g
S_S	coeff per l'effetto dell'amplif stratigrafica				1,8
S_T	coeff per l'effetto dell'amplif topografica				1
S	fattore della categoria del suolo				1,8
β_m	coeff di riduzione dell'acc max attesa al sito				1
a_{max}	acc orizz massima attesa al sito				0,288 g
	coeff maggiorativo				1
k_h	coeff sismico orizzontale				0,2880
k_v	coeff sismico verticale	±			0,144
ψ	inclinazione rispetto all'orizz del par del muro				0 °
ϵ	inclinazione rispetto all'orizz della sup del terrapieno				0 °
θ	angolo sismico terreno asciutto	(+)	14,1 °	(-)	18,6 °
θ	angolo sismico terreno sommerso (alta permeabilità)	(+)	23,3 °	(-)	30,7 °

Analisi dei pesi caratteristici strutturali

W ₁	672	FONDAZIONE
W ₂	420	PARETE SX
W ₃	420	PARETE DX
W ₄	504,00	SOLETTA
	2016,00	

Spinte Inerziali della struttura

SPINTE INERZIALI		
$F_{h,1} = k_h * W_1$	inerzia orizzontale platea	189,91 kN
$F_{v,1} = k_v * W_1$	inerzia verticale platea	94,95 kN
$F_{h,5} = k_h * W_2$	inerzia orizzontale Parete SX	118,69 kN
$F_{v,5} = k_v * W_2$	inerzia verticale Parete SX	59,35 kN
$F_{h,8} = k_h * W_3$	inerzia orizzontale Parete DX	118,69 kN
$F_{v,8} = k_v * W_3$	inerzia verticale Parete DX	59,35 kN
$F_{h,10} = k_h * W_4$	inerzia verticale ritegno sismico	142,43 kN
$F_{h,10} = k_h * W_4$	inerzia verticale ritegno sismico	71,22 kN

Per il calcolo della spinta inerziale della struttura si tiene conto di metà opera, assegnando ad ogni paramento la relativa spinta inerziale

Spinta Sismica

CASO 2: TERRENO ASCIUTTO		
S _{statica_terreno_M1}	Spinta statica del terreno_M1	438,912 kN
S _{statica_terreno_M2}	Spinta statica del terreno_M2	553,119 kN
ΔP_d	sovraspinta sismica orizzontale su STRUTTURA (Wood)	1189 kN
Δp_d	pressione sovraspinta sismica (incluso forze inerziali del paramento)	71 kPa
$F_h = k_h * W_{tot}$	Sovraspinta sismica inerzia struttura	356,076 kN

5. COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando le combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.2.3. 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.

5.1. 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, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- 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:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolge i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	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 SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 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.

Le azioni dell'impalcato vengono combinate considerando i gruppi di combinazione dei carichi dovuti al traffico ferroviario indicati in tabella 5.2.IV delle NTC18. Si fa riferimento in particolare al Gruppo 3 per massimizzare sulla spalla la massima azione longitudinale dell'impalcato.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Le verifiche della spalla sono state effettuate secondo l'Approccio 1 definito nelle NTC'18, che prevede differenti coefficienti di sicurezza amplificativi per le azioni (A) e riduttivi per i materiali (M) a seconda del tipo di verifica che si effettua.

Per le verifiche strutturali (resistenza muro di testata, muro paraghiaia, plinto di fondazione, verifiche strutturali dei pali) si è utilizzata la combinazione di coefficienti:

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche è stata utilizzata la combinazione di coefficienti seguente:

Combinazione 2: A2 + M2 + R2

Per la verifica dei pali di fondazione è stata adoperata la combinazione dei coefficienti A2 + M1 + R2 come riportato nella Circolare 2/2/2009, al paragrafo C6.4.3.1.

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 riposo) e le sovraspinte dovute al sisma (calcolate con la teoria di Wood), sono state calcolate con parametri del terreno ridotti M1, per le combinazioni SLV-STR, M2 per le combinazioni SLV-GEO.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Le spinte sono calcolate a partire dai parametri M1. Per tenere in considerazione dei diversi parametri M2 vengono applicati dei coefficienti c pari a:

$$c = \frac{k_{M2}}{k_{M1}}$$

(M1,k0)	k0_M1	k0_M2	ka_M1	ka_M2
Spinta statica terreno	1,00	1,22	0,56	0,69
Spinta sovraccarico	1,00	1,22	0,56	0,69
Spinta sismica	1,00	1,22	0,56	0,69

Le tabelle seguenti spiegano le combinazioni di carico considerate e i coefficienti applicati per ciascun caso di carico:

Azioni di carico

N	Descrizione	Descrizione estesa	Tipo	Cat.	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Classe Durata
2	caric. perm	Carichi permanenti elementi non struttur..	G2		1.45	1	1	1	1 Perm.
21	St	Spinta statica del terreno	G1		1	1	1	1	1 Perm.
22	Sq LM71	Spinta statica sovraccarico LM71	Q		1	1	1	1	1 Perm.
23	Sq SW2	Spinta statica sovraccarico SW2	Q		1	1	1	1	1 Perm.
24	Swood	Spinta sismica di wood (per SW2 >)	Q		1	1	1	1	1 Perm.
25	Q fr/av LM71	Azione di frenatura e avviamento per LM7..	Q		1	1	1	0.2	Istant.
26	Q fr/av SW2	Azione di frenatura e avviamento per SW2	Q		1	1	1	0.2	Istant.
27	Qdin LM71	Azione di carico dinamizzato per LM71	Q		1	1	1	0.2	Breve
28	Qdin SW2	Azione di carico dinamizzato per SW2	Q		1	1	1	0.2	Breve
29	Qserp LM71	Azione di carico di serpeggio per LM71	Q		1	1	1	0.2	Breve
30	Qserp SW2	Azione di carico di serpeggio per SW2	Q		1	1	1	0.2	Breve
33	Vento imp	Vento impalcato	Q		1.5	0.6	1	0	Breve
34	Qv imp.	carico accidentale impalcato	Q	RFI	1	1	1	0.2	Media
35	Qcentrif LM71 x	Risultante forza centrifuga per LM71	Q	RFI	1	1	1	0.2	Media
36	Qcentrif SW2 x	Risultante forza centrifuga per SW2	Q	RFI	1	1	1	0.2	Media
41	QBall	carico accidentale Ballast	Q	RFI	1	1	1	0.2	Media

Archivio Carichi concentrati

N	descrizione	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Massa Fz	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	Azione carico
3	Q din.LM71	0	0	0 No		0	0	0	0 27) Qdin LM71
4	Q din.SW2	0	0	0 No		0	0	0	0 28) Qdin SW2
5	Qserp.LM71 z	0	0	0 No		0	0	0	0 29) Qserp LM71
6	Qserp.SW2 z	0	0	0 No		0	0	0	0 30) Qserp SW2
7	Qfren LM71	0	-96000	0 No		-132000	0	0	0 25) Q fr/av LM71
8	Qfren SW2 z	0	-168000	0 No		-231000	0	0	0 26) Q fr/av SW2
11	Qcentrif LM71 x	0	0	0 No		0	0	0	0 35) Qcentrif LM71 x
12	Qcentrif SW2 x	0	0	0 No		0	0	0	0 36) Qcentrif SW2 x
13	Vento y	0	0	0 No		0	0	0	0 33) Vento imp
15	Qserp.LM71 y	100000	0	0 No		0	-137500	0	0 29) Qserp LM71
16	Qserp.SW2 y	100000	0	0 No		0	-137500	0	0 30) Qserp SW2
17	Qavv LM71	0	158400	0 No		217800	0	0	0 25) Q fr/av LM71
18	Qavv SW2 x	0	158400	0 No		217800	0	0	0 26) Q fr/av SW2

Archivio Carichi Distribuiti

N	descr.	Vert. [N/m]	Massa	Torc. [Nm/m]	Rifer.	Ass. [N/m]	Long [N/m]	Azione Carico
1	Q Ball	3176	Si		0 globale	0	0	0 41) QBall
2	St vert	84050	No		0 globale	0	0	0 21) St
3	Sq LM71 vert	44000	No		0 globale	0	0	0 22) Sq LM71
4	Sq SW2 vert	82500	No		0 globale	0	0	0 23) Sq SW2
5	Qbarr	0	No	23130	globale	0	0	0 34) Qv imp.

Archivio Carichi Distribuiti 2D

N	Descrizione	Carico [N/m²]	Azione	Masse	Direzione Carichi
1	St	37380	21) St	No	normale
2	Sq LM71	9260	22) Sq LM71	No	normale
3	Sq SW2	17370	23) Sq SW2	No	normale
4	Swood	71000	24) Swood	No	normale
5	ballast e armamento	16800	41) QBall	Si	verticale
6	QLM71 dinamizzati	115530	27) Qdin LM71	Si	verticale
7	VENTO Z	1850	33) Vento imp	No	verticale
8	barriera	20000	2) caric. perm	Si	verticale
9	Accidentale marciapi..	10000	34) Qv imp.	Si	verticale
10	QLSW2 dinamizzati	75620	28) Qdin SW2	Si	verticale

fam. di comb.	COMBINAZIONI																							
			G1	G2	Qv	Qbal	St (M1)	Sq (M1) LM71	Sq (M1) SW2	Qserp. LM71	Qserp. SW2	Qfren/ avv LM71	Qfren/ avv SW2	Qecc. imp LM71	Qecc. imp SW2	Qdin. LM71	Qdin. SW2	Qsop. LM71	Qsop. SW2	Vento imp.	Ex	Ey	Sq Wood	
1	GRUPPO 1	1	SLU STR LM71	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	1,450	0,000	1,450	0,000	0,725	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	0,870	0,000	0,000	0,000
		2	SLU STR SW2	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	0,725	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	0,870	0,000	0,000
	GRUPPO 2	3	SLU STR LM71	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	1,450	0,000	0,725	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	0,870	0,000	0,000	0,000
		4	SLU STR SW2	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	0,000	1,450	0,000	0,725	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	0,870	0,000	0,000
	GRUPPO 1	5	SLU VENTO -	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	1,450	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000	0,000
		6	SLU VENTO -	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	0,000	1,450	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000
	GRUPPO 2	7	SLU VENTO -	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	1,450	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000	0,000
		8	SLU VENTO -	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	0,000	1,450	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000
	GRUPPO 1	9	SLU VENTO +	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000	0,000
		10	SLU VENTO +	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	0,000	1,100	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000
	GRUPPO 2	11	SLU VENTO +	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000	0,000
		12	SLU VENTO +	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	0,000	1,100	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000
2	GRUPPO 4	13	SLE RARA LM71	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,600	0,000	0,000	0,000
		14	SLE RARA SW2	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,600	0,000	0,000	0,000
3	GRUPPO 4	15	SLE FREQ LM71	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,200	0,000	0,000	0,000
		16	SLE FREQ SW2	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,200	0,000	0,000	0,000
4	GRUPPO 4	17	SLE Q.PERM LM71	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,000	0,000	0,000
		18	SLE Q.PERM SW2	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	GRUPPO 1	13	SLU GEO LM71	1,000	1,300	1,300	1,300	1,220	1,525	1,525	1,250	0,000	0,625	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	0,750	0,000	0,000	0,000
		14	SLU GEO SW2	1,000	1,300	1,300	1,300	1,220	1,525	1,525	0,000	1,250	0,000	0,625	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	0,750	0,000	0,000
	GRUPPO 2	15	SLU GEO LM71	1,000	1,300	1,300	1,300	1,220	1,525	1,525	0,625	0,000	1,250	0,000	0,625	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	0,750	0,000	0,000	0,000
		16	SLU GEO SW2	1,000	1,300	1,300	1,300	1,220	1,525	1,525	0,000	0,625	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	0,750	0,000	0,000
8	GRUPPO 1	17	SLV EX LM71	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,000	1,000	0,300	1,000
		18	SLV EX SW2	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	1,000	0,300	1,000
	GRUPPO 2	19	SLV EX LM71	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,000	1,000	0,300	1,000
		20	SLV EX SW2	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	1,000	0,300	1,000
	GRUPPO 1	21	SLV EY LM71	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,000	1,000	0,300	1,000
		22	SLV EY SW2	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	1,000	0,300	1,000
	GRUPPO 2	23	SLV EY LM71	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,000	1,000	0,300	1,000
		24	SLV EY SW2	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	1,000	0,300	1,000

- Famiglia di combinazione 1: Combinazioni SLU PER VERIFICHE STRUTTURALI
- Famiglia di combinazione 2: Combinazioni SLE RARA
- Famiglia di combinazione 3: Combinazioni SLE FREQUENTE
- Famiglia di combinazione 4: Combinazioni SLE QUASI PERMANENTE
- Famiglia di combinazione 5: Combinazioni SLU PER VERIFICHE GEOTECNICHE
- Famiglia di combinazione 8: Combinazioni SLV (Inclusa la sovraspinta sismica di Wood)

Simultaneità delle azioni da traffico

Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A1)$					
GRUPPO 1 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	1,000	x	1,450	=	1,450
Qfren/avv	0,500	x	1,450	=	0,725
Qecc.imp	1,000	x	1,450	=	1,450

Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A1)$					
GRUPPO 2 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	0,500	x	1,450	=	0,725
Qfren/avv	1,000	x	1,450	=	1,450
Qecc.imp	1,000	x	1,450	=	1,450

utilizzato per SLE/SLD					
GRUPPO 4 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	0,800	x	1,000	=	0,800
Qfren/avv	0,800	x	1,000	=	0,800
Qecc.imp	0,800	x	1,000	=	0,800

utilizzato per SLE/SLU coef. sicurezza Tab. 6.2.II			
Spinte del terreno app1 comb1			
		A1	M1
St	Spinta Statica Terreno	1,350	1,000
Sq LM71	Spinta Statica svraccarico	1,450	1,000
Sq SW2	Spinta Statica svraccarico	1,450	1,000
S wood	Spinta Sismica	1,000	1,000

utilizzato per SLE/SLU coef. sicurezza Tab. 6.2.II			
Spinte del terreno app1 comb2			
		A2	M2
St	Spinta Statica Terreno	1,000	1,000
Sq LM71	Spinta Statica svraccarico	1,250	1,000
Sq SW2	Spinta Statica svraccarico	1,250	1,000
S wood	Spinta Sismica	1,000	1,000

Coeff. Di ragguglio Spinta M1 su M2

ko(M1)	0,384
ko(M2)	0,470
C	1,223

Trasforma la spinta calcolata con M1 nella spinta calcolata in M2

Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A2)$					
GRUPPO 1 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	1,000	x	1,250	=	1,250
Qfren/avv	0,500	x	1,250	=	0,625
Qecc.imp	1,000	x	1,250	=	1,250

Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A2)$					
GRUPPO 2 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	0,500	x	1,250	=	0,625
Qfren/avv	1,000	x	1,250	=	1,250
Qecc.imp	1,000	x	1,250	=	1,250

In analisi sismica si considera un'aliquota del 20% del carico da traffico
cap. 5.2.2.8 NTC18

6. MODELLO DI CALCOLO

Le sollecitazioni di progetto vengono determinate mediante lo sviluppo di un modello agli elementi finiti elaborato con il codice di calcolo strutturale Jasp™ PRO - vers: 6.0.36 - Lic.n°:155-2016.

Il modello è stato realizzato considerando le pareti come elementi WCM (Wide column elements), ossia modellando la struttura come un telaio equivalente le cui sezioni di sommità sono vincolate tramite una linea rigida (Figura 6-2); mentre la platea è stata modellata con elementi shell triangolari collegati sull'asse delle pareti, poggiati su letto di molle. Le travi superiori sono prive di massa, in quanto gli scarichi degli implacati sono applicati direttamente sui nodi di appoggio. La disposizione dei vincoli superiori è analoga a quanto riportato nello schema al paragrafo introduttivo. Lo spessore della parete è 130cm mentre lo spessore della platea è di 160cm. Il calcestruzzo è di classe C30/37.

L'analisi numerica è condotta col metodo degli spostamenti ipotizzando un comportamento elastico-lineare degli elementi. È quindi utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi (6 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento globale, unico per tutti i componenti.

Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze concentrate nei nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

in cui:

K = matrice di rigidezza della struttura

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

La risoluzione numerica del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky

Ottenuti gli spostamenti vengono calcolate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite al sistema di riferimento locale dell'elemento stesso.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema strutturale sono:

Beam: Elemento con una dimensione prevalente che unisce due punti dello spazio. Utilizzato per travi, pilastri e pareti duttili. Il modello adottato è quello di Timoshenko.

Shell Triangolare: Elemento bidimensionale triangolare con 3 nodi (corrispondenti ai 3 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra CST (Constant Strain Triangle) con 6 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff DKT (Discrete Kirchhoff Triangle) ^[4-2] con 9 gdl.

Shell Rettangolare^[4-1]: Elemento bidimensionale rettangolare con 4 nodi (corrispondenti ai 4 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra LSR (Linear Strain Rectangle) con 8 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff ACM (Elemento Adini-Clough-Melosh, 1961-63) con 12 gdl.

Rigel: Elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due nodi.

Il sistema di riferimento globale è orientato con l'asse z verso l'alto. Il sistema di riferimento delle aste ha l'origine nel primo nodo dell'asta, gli assi x e y coincidenti con gli assi della sezione e l'asse z orientato come l'asta. Le rotazioni sono considerate positive se concorde con gli assi vettori.

Nel sistema di riferimento locale l'elemento shell giace nel piano x', y' . Per gli shell verticali l'asse x' è scelto parallelo al piano orizzontale con l'angolo $x'-x$ compreso tra -45° (escluso) e 135° ; l'asse y' è rivolto verso l'alto. Per gli shell orizzontali l'asse x' è parallelo all'asse x, e l'asse z' è rivolto verso l'alto.

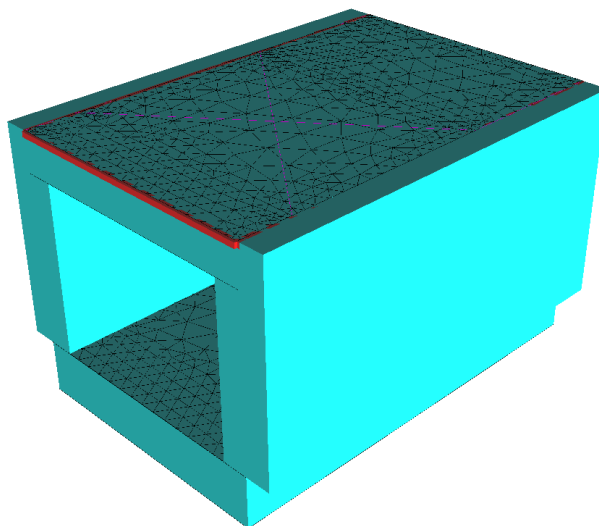


Figura 5-6-1 Vista 3D del modello agli elementi finiti della struttura scatolare

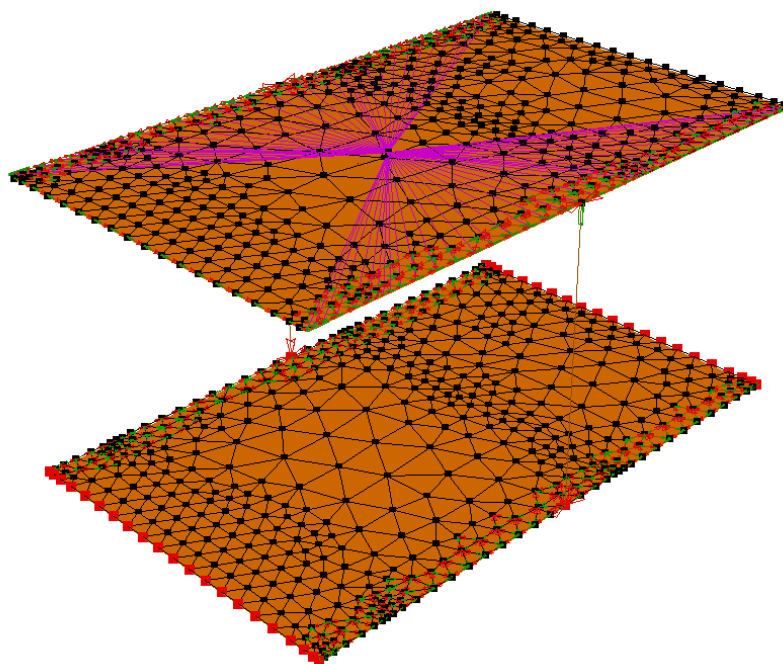


Figura 5-2 Vista unifilare del modello agli elementi finiti della struttura scatolare

7. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE E SULLE PARETI

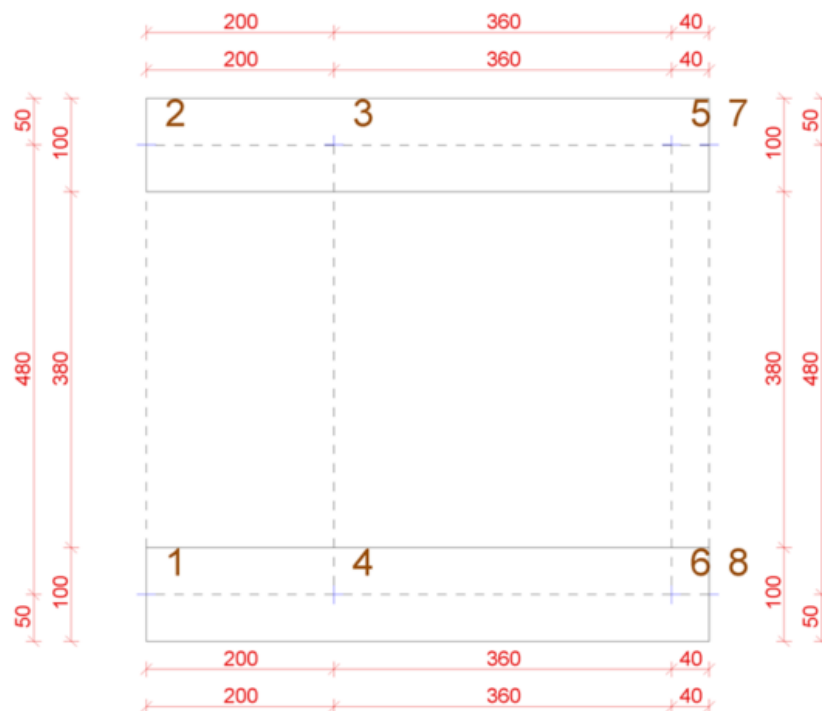


Figura 7-1- Vista fili fissi

Piano 1. Involuppo Sollecitazioni Paredi

N°	Fam	Cmb	Sezione iniziale						Sezione centrale						Sezione finale					
			N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]
1	1	Min	-3.38M	13.0k	15.3k	-2.55k	184k	-59.6k	-3.75M	-275k	15.3k	-2.55k	255k	13.3k	-4.13M	-971k	15.3k	-2.55k	315k	812k
1	1	Max	-2.27M	199k	73.6k	394	821k	34.9k	-2.54M	-181k	73.6k	394	870k	161k	-2.82M	-600k	73.6k	394	993k	1.15M
1	2	Min	-2.16M	46.5k	32.3k	-1.41k	160k	-39.1k	-2.44M	-163k	32.3k	-1.41k	237k	37.0k	-2.72M	-582k	32.3k	-1.41k	316k	703k
1	2	Max	-1.87M	46.7k	41.2k	217	412k	11.8k	-2.15M	-163k	41.2k	217	472k	87.6k	-2.42M	-582k	41.2k	217	533k	753k
1	3	Min	-2.15M	47.6k	32.3k	-1.41k	160k	-37.9k	-2.43M	-162k	32.3k	-1.41k	237k	36.2k	-2.70M	-581k	32.3k	-1.41k	315k	700k
1	3	Max	-1.86M	47.8k	41.2k	217	412k	13.0k	-2.14M	-161k	41.2k	217	472k	86.7k	-2.41M	-581k	41.2k	217	533k	750k
1	4	Min	-2.15M	48.4k	32.3k	-1.41k	160k	13.7k	-2.42M	-167k	32.3k	-1.41k	237k	12.0k	-2.70M	-578k	32.3k	-1.41k	315k	749k
1	4	Max	-2.09M	134k	41.2k	218	412k	13.8k	-2.36M	-161k	41.2k	218	472k	86.3k	-2.64M	-580k	41.2k	218	533k	771k
1	5	Min	-3.09M	33.7k	19.2k	-2.21k	297k	-46.2k	-3.45M	-253k	19.2k	-2.21k	399k	23.9k	-3.81M	-926k	19.2k	-2.21k	461k	1.05M
1	5	Max	-2.98M	186k	63.4k	340	730k	16.8k	-3.34M	-234k	63.4k	340	772k	139k	-3.70M	-778k	63.4k	340	878k	1.08M
2	1	Min	-3.34M	-206k	23.5k	-2.56k	189k	-55.7k	-3.71M	177k	23.5k	-2.56k	270k	-93.2k	-4.09M	647k	23.5k	-2.56k	314k	-1.21M
2	1	Max	-2.27M	50.5k	79.5k	394	723k	254k	-2.55M	344k	79.5k	394	847k	-20.6k	-2.82M	960k	79.5k	394	996k	-813k
2	2	Min	-2.13M	-54.2k	38.8k	-1.41k	168k	17.0k	-2.41M	155k	38.8k	-1.41k	241k	-44.8k	-2.68M	575k	38.8k	-1.41k	314k	-797k
2	2	Max	-1.87M	3.19k	47.7k	217	358k	132k	-2.15M	212k	47.7k	217	448k	-37.8k	-2.43M	632k	47.7k	217	537k	-696k
2	3	Min	-2.12M	-55.3k	38.8k	-1.41k	168k	15.7k	-2.40M	154k	38.8k	-1.41k	241k	-43.9k	-2.67M	574k	38.8k	-1.41k	314k	-794k
2	3	Max	-1.86M	2.09k	47.7k	217	358k	130k	-2.14M	211k	47.7k	217	448k	-36.9k	-2.42M	631k	47.7k	217	537k	-693k
2	4	Min	-2.12M	-141k	38.8k	-1.41k	168k	-36.0k	-2.39M	159k	38.8k	-1.41k	241k	-36.5k	-2.67M	630k	38.8k	-1.41k	314k	-792k
2	4	Max	-2.09M	1.53k	47.7k	218	358k	130k	-2.37M	211k	47.7k	218	448k	-19.8k	-2.64M	670k	47.7k	218	537k	-764k
2	5	Min	-3.05M	-195k	29.4k	-2.21k	304k	-42.8k	-3.41M	231k	29.4k	-2.21k	405k	-80.9k	-3.77M	836k	29.4k	-2.21k	460k	-1.12M
2	5	Max	-2.99M	24.8k	68.5k	340	646k	214k	-3.35M	312k	68.5k	340	762k	-33.1k	-3.70M	917k	68.5k	340	881k	-1.07M

*Sez. Iniziale: testa del paramento

Si riportano di seguito le distribuzioni di sollecitazioni flessionali e taglianti, più significative, allo stato limite ultimo, sulla platea di fondazione e sulle pareti.

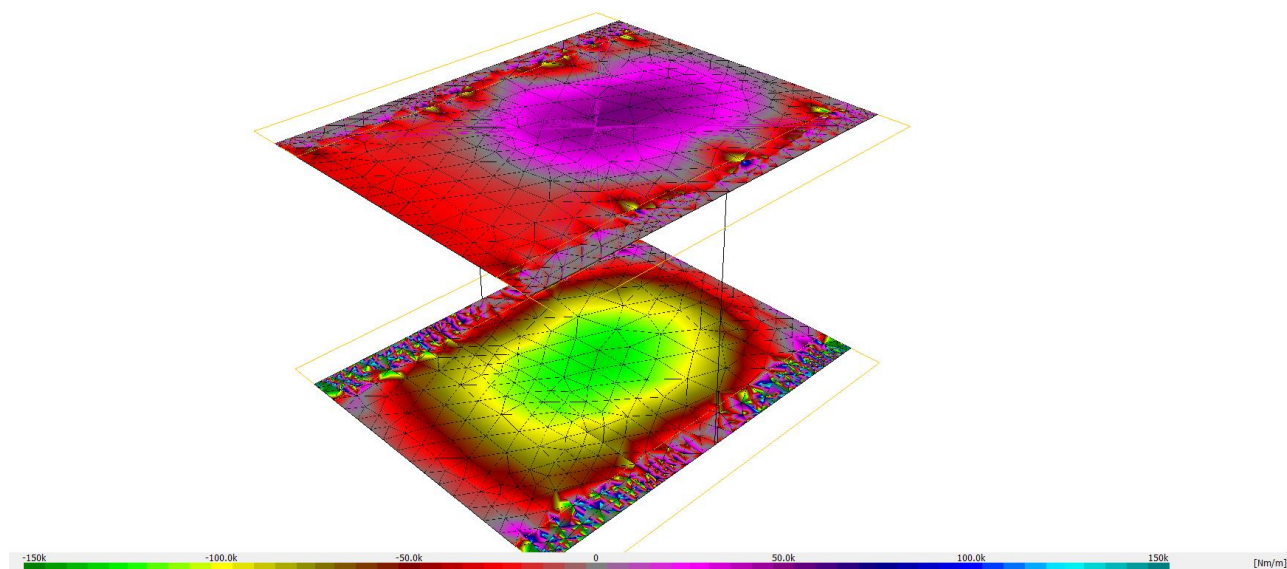


Figura 7-2- Momento Flettente m_x PLATEA in Combo SLU-fondamentale-01

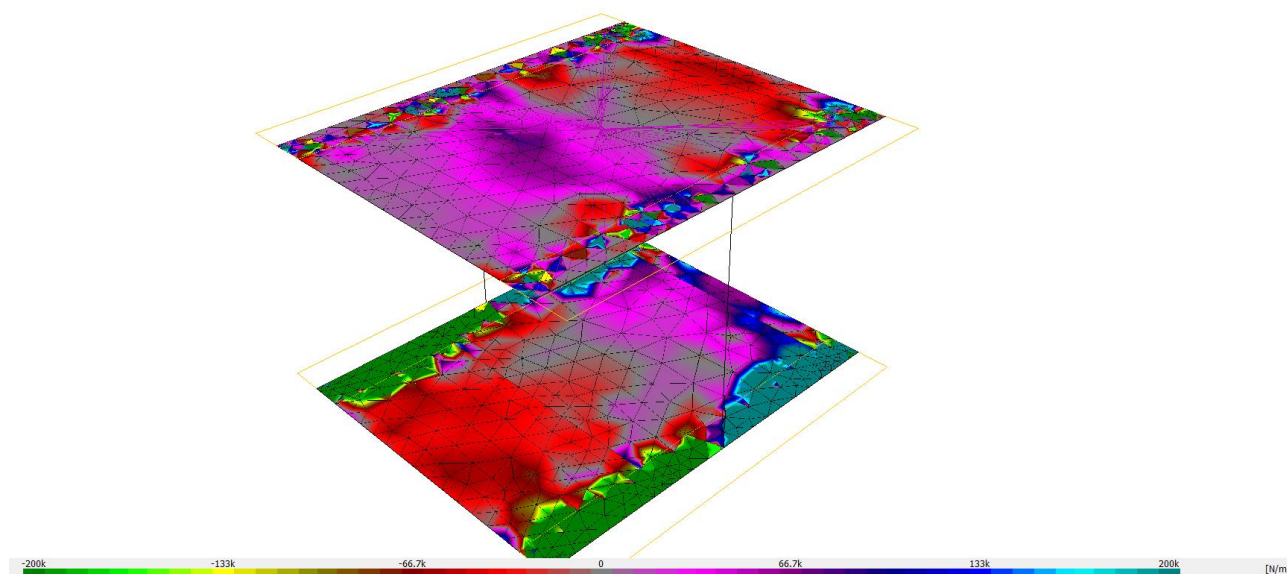


Figura 7-3 Taglio V_x PLATEA in Combo SLU-fondamentale-01

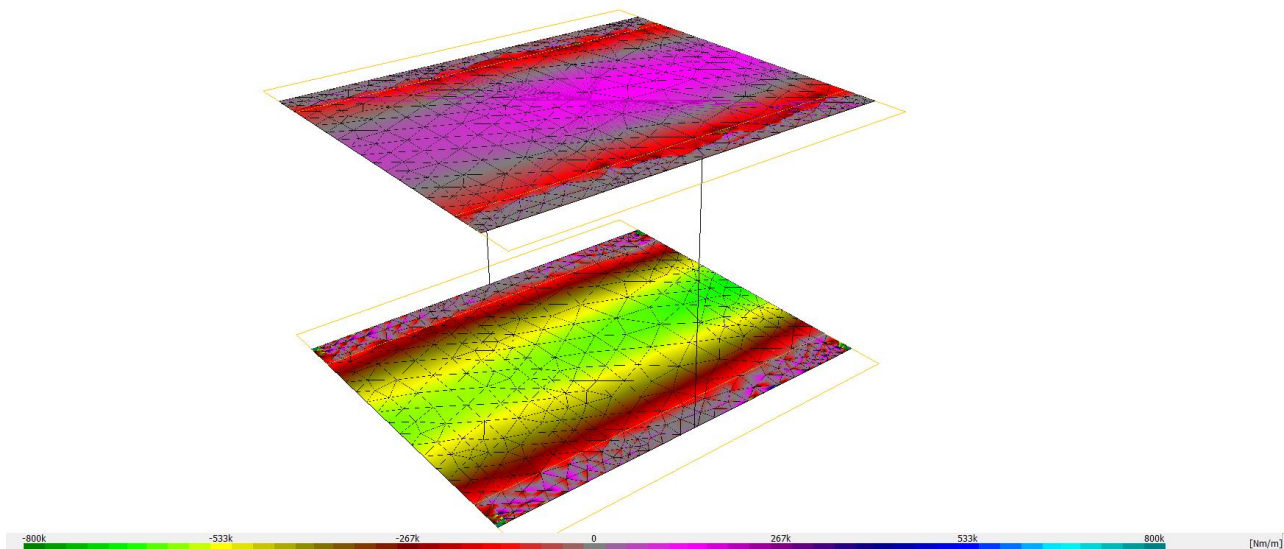


Figura 7-4- Momento Flettente m_y PLATEA in Combo SLU-fondamentale-01

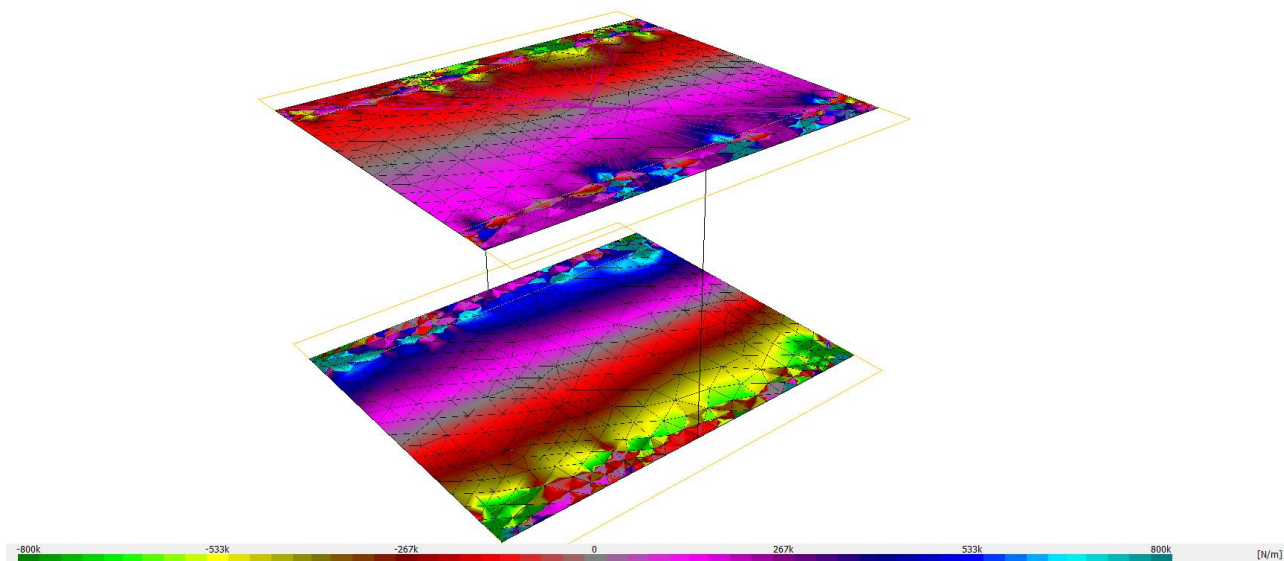


Figura 7-5- Taglio V_y PLATEA in Combo SLU-fondamentale-01

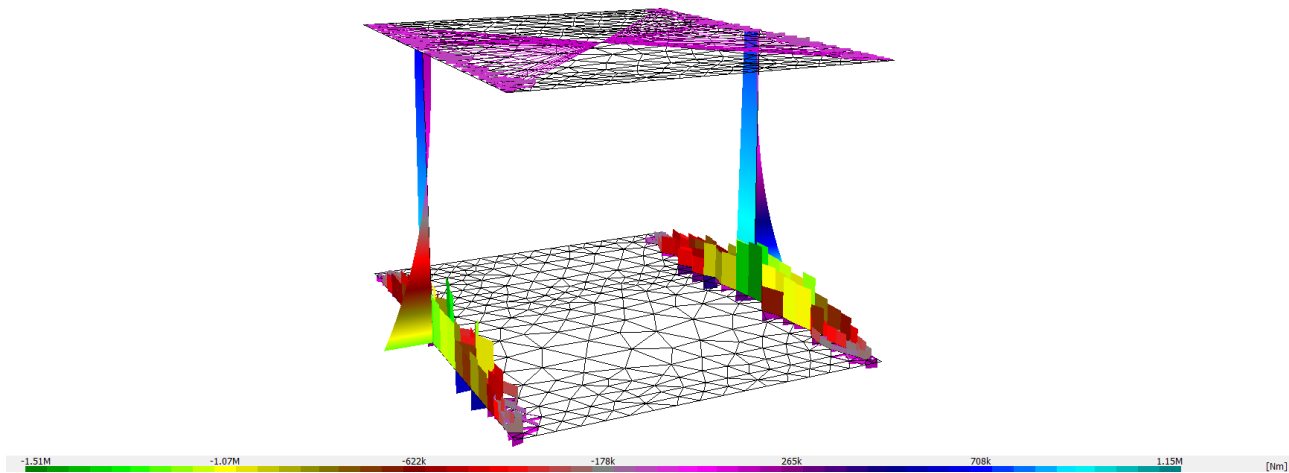


Figura 7-6- Momento Flettente M_x e M_y PARETI in Combo SLU-fondamentale-01

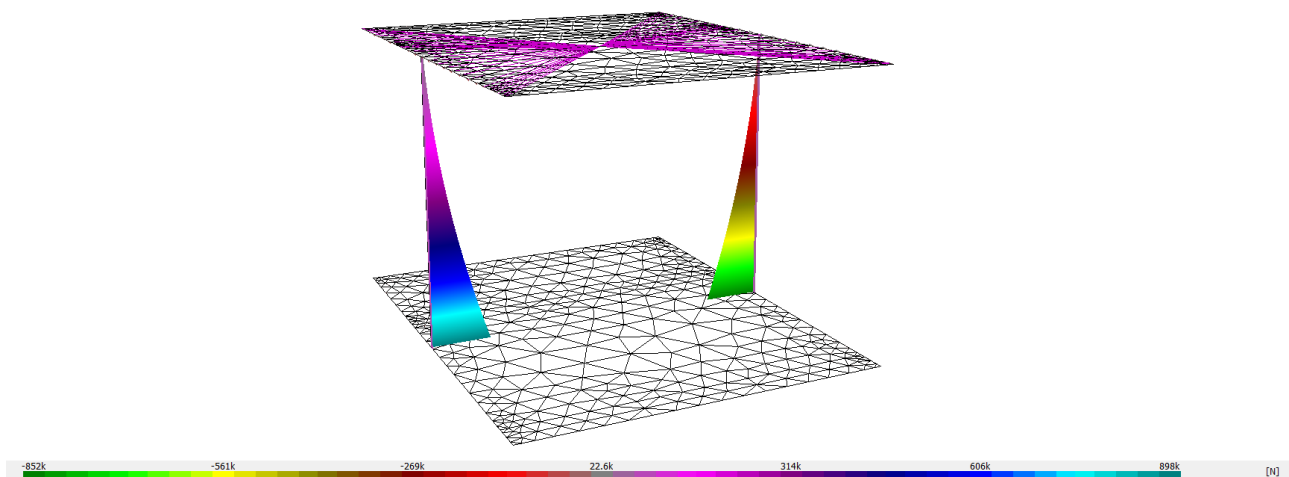


Figura 7-7- Taglio V_x e V_y PARETI in Combo SLU-fondamentale-01

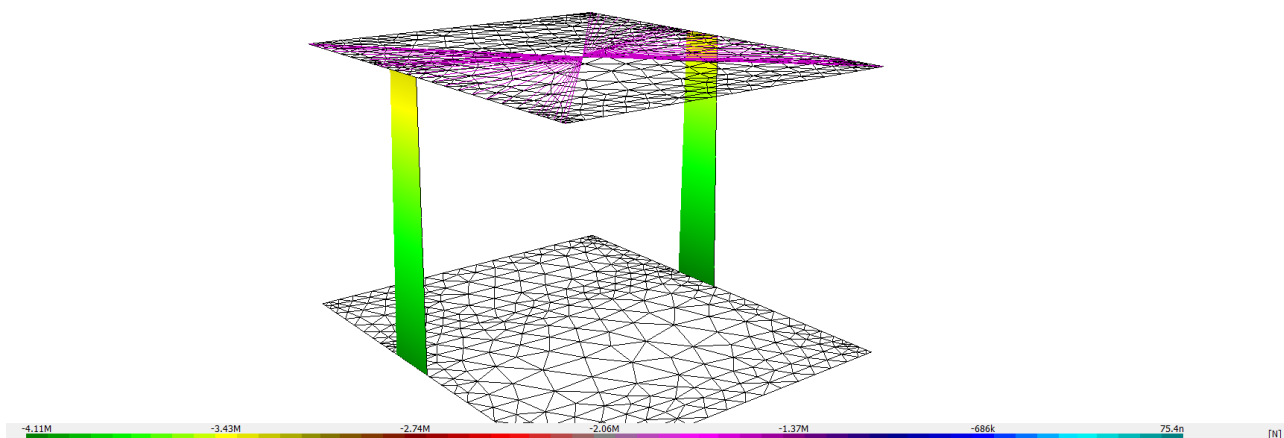


Figura 7-8 - Sforzo Normale N PARETI in Combo SLU-fondamentale-01

8. PRESSIONI DEL TERRENO

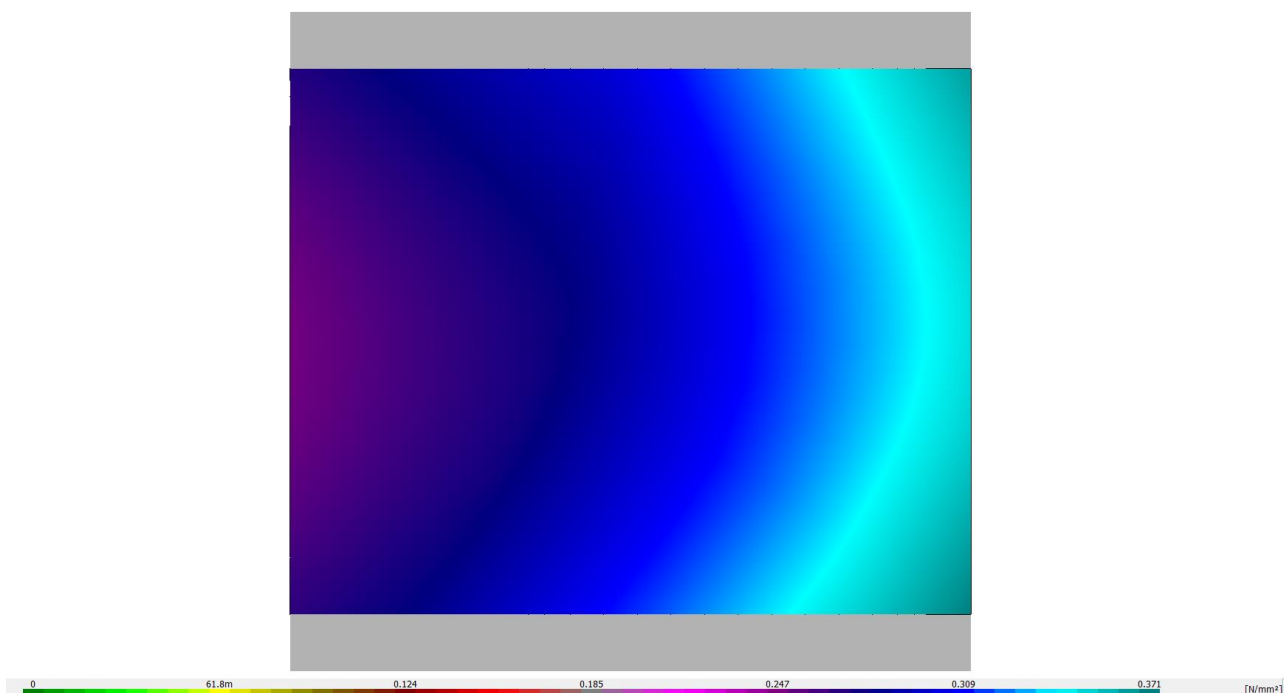


Figura 8-1 - Pressioni Terreno in Combo SLU-GEO fondamentale-13

Pressione terreno shell piastre

Piano	Piastra	Zona			k Winkler [N/cm ²]	Fond.	Rara	Freq.	Famiglia cmb. Pressione [N/mm ²]				STR A1 [N/mm ²]	
		N°	Filo	Piano					Quasi Perm.	Perm.	Sisma SLO	Sisma SLD		Sisma SLV
0	1	2	0	40	0.2868	0.19374	0.19296	0.1964	0.2717	0	0	0.27611	0	0.2868
0	1	3	0	40	0.3183	0.21279	0.21201	0.21163	0.29506	0	0	0.29563	0	0.3183
0	1	4	0	40	0.30764	0.20252	0.20175	0.20909	0.29046	0	0	0.092844	0	0.30764
0	1	1	0	40	0.28966	0.18348	0.18271	0.19798	0.27417	0	0	0.051218	0	0.28966
0	1	-	-	40	0.30329	0.20395	0.20317	0.20392	0.28288	0	0	0.28663	0	0.30329
0	2	3	0	40	0.34046	0.22583	0.22506	0.22467	0.3147	0	0	0.3094	0	0.34046
0	2	5	0	40	0.39453	0.2574	0.25662	0.25624	0.36264	0	0	0.34228	0	0.39453
0	2	6	0	40	0.38525	0.24716	0.24639	0.246	0.35465	0	0	0.23463	0	0.38525
0	2	4	0	40	0.32664	0.21568	0.21481	0.21674	0.30279	0	0	0.12217	0	0.32664
0	2	-	-	40	0.37344	0.24214	0.24141	0.24106	0.34341	0	0	0.32464	0	0.37344
0	3	5	0	40	0.39637	0.25839	0.25761	0.25723	0.36427	0	0	0.34333	0	0.39637
0	3	7	0	40	0.4037	0.26233	0.26156	0.26117	0.37076	0	0	0.34767	0	0.4037
0	3	8	0	40	0.39442	0.25209	0.25132	0.25093	0.36276	0	0	0.25033	0	0.39442
0	3	6	0	40	0.38709	0.24815	0.24738	0.24699	0.35628	0	0	0.23463	0	0.38709
0	3	-	-	40	0.39913	0.25988	0.2591	0.25872	0.36672	0	0	0.34492	0	0.39913

9. VERIFICHE STRUTTURALI

9.1. Verifiche di resistenza per Beam

Per la verifica allo stato limite ultimo di resistenza i modelli σ - ϵ adottati sono: (§4.1.2.1.2 NTC18)

- calcestruzzo: Modello parabola-rettangolo. Figura 4.1.1(a) NTC18
- acciaio: Modello elastico-perfettamente plastico indefinito. Figura 4.1.3(b) NTC18

La verifica a pressoflessione deviata è effettuata mediante l'espressione:

$$[(M_x/M_{R_x})^\alpha + (M_y/M_{R_y})^\alpha] \leq 1 \quad (4.1.19) \text{ NTC18}$$

Per le sezioni rettangolari l'esponente α è dedotto, come indicato nel §4.1.2.3.4.2 delle NTC18, in funzione dei parametri v e ω . In particolare si utilizza l'espressione Monti e Allesandri (2007) ^[5-1].

$$\alpha = c (b/h)^\gamma (\omega_x)^\varphi (\omega_y)^\psi (v)^\theta$$

con:

v	c	γ	φ	ψ	θ
>0	1,15	-0,01	-0,03	-0,03	-0,07
=0	1,18	-0,02	-0,02	-0,06	
<0	1,30	-0,06	-0,13	-0,30	0,18

$\omega_x = A_{sx} \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$, dove A_{sx} è l'armatura nella direzione x

$\omega_y = A_{sy} \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$, dove A_{sy} è l'armatura nella direzione y

$v = N_{Ed} / N_{Rcd}$

$N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$

In alternativa al metodo Monti-Alessandri, per sezioni rettangolari, è utilizzata la tabella delle NTC18:

v	0,1	0,7	1,0
α	1,0	1,5	2,0

con interpolazione lineare per valori diversi da v.

Per sezioni circolari ed ellittiche si utilizza $\alpha = 2$, per le sezioni a T si utilizza $\alpha = 1$; in ogni caso di pone $\alpha \leq 2$

Per il calcolo dei momenti resistenti M_{Rx} ed M_{Ry} dall'armatura longitudinale della sezione viene sottratta l'armatura necessaria alla verifica a torsione.

Le verifiche a torsione e a taglio biassiale sono effettuate con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile imponendo:

$$1 \leq \text{ctg}(\theta) \leq 2,5 \quad (7.1)$$

La verifica del calcestruzzo è effettuata (a vantaggio di sicurezza) mediante l'espressione:

$$\left(\frac{V_{Edx}}{V_{Rcdx}} + \frac{V_{Edy}}{V_{Rcdy}} + \frac{M_t}{T_{Rcd}} \right) \leq 1 \quad (7.2)$$

Dove M_t = momento torcente.

La verifica dell'armatura a taglio (staffe) è eseguita considerando l'area di acciaio al netto dell'area necessaria alla verifica a torsione ed avviene, a vantaggio di sicurezza, utilizzando la formula:

$$\left[\left(\frac{V_{Edx}}{V_{Rsdx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Edy}}{V_{Rsdy}} \right)^2 \right] \leq 1 \quad (7.3)$$

Ogni sezione è verificata per la presenza contemporanea delle sei sollecitazioni (N, M_x , M_y , V_x , V_y , M_t)

Le verifiche agli SLU delle pareti sono effettuate come indicato nel §7.4.4.5.1 NTC18

9.2. Verifiche stato limite tensioni di esercizio per Beam

Le verifiche dello stato limite di limitazione delle tensioni sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.5 NTC18.

La verifica è effettuata, per tutte le sezioni, a pressoflessione deviata (presenza contemporanea di N, M_x , M_y) con l'espressione^[5-3]:

$$|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1 \quad (7.4)$$

dove:

M_{ax} = Momento M_x ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N

M_{ay} = Momento M_y ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N

9.3. Verifiche stato limite di fessurazione per Beam

Le verifiche dello stato limite di fessurazione sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.4.5 NTC18. Si è scelto quindi, conformemente con quanto suggerito dalla CNTC08 §4.1.2.2.4, di far riferimento al D.M. 9 gennaio 1996 e al punto B.6 della Circolare Min. LL.PP 252 del 15/10/1996.

Per ogni lato della sezione è calcolato, considerando una tensoflessione retta, l'apertura della fessura con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \Delta_{sm} \varepsilon_{sm} \quad (7.5)$$

I valori così calcolati sono confrontati con i valori nominali ricavati dalla tabella 4.1.IV NTC18.

In aggiunta alle verifiche a tensoflessione retta viene effettuata la verifica a fessurazione a tensoflessione deviata procedendo in questo modo:

- Si sceglie il valore Δ_{sm} che corrisponde alla massima fessurazione a tensoflessione semplice.
- Si ricava ε_{sm} dalla (5.5) ponendo w_d pari al valore nominale ammissibile.
- Si ricava σ_s dall'equazione: $\varepsilon_{sm} = \sigma_s (1 - \beta_1 \beta_2 \beta^2) / E_s$ (CM LL.PP 252 del 15/10/1996 §B.6.6.3.(b))
- Nota la σ_s si procede alla verifica con la formula $|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1$

9.4. Verifiche stato limite di deformazione per Beam

Le verifiche allo stato limite di deformazione sono realizzate secondo quanto indicato §C4.1.2.2.2 della CNTC08. In particolare il calcolo della deformazione flessionale delle travi è effettuato mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo.

Il modulo elastico del calcestruzzo E_{eff} è calcolato tenendo conto degli effetti della viscosità secondo l'espressione:

$$E_{eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)] \quad (7.20 \text{ EC2-2005})$$

dove:

$\varphi(\infty, t_0)$ è calcolato mediante la tabella 11.2.VII delle NTC e con $t_0 = 30$ giorni.

E_{cm} = Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo calcolato con la (11.2.5) delle NTC18.

L'inerzia delle sezioni parzialmente fessurate è calcolata con la formula (C4.1.11) della CNTC08. Le sezioni interamente fessurate sono omogenizzate con $n=15$.

9.5. Verifiche armature Shell

Nel caso di lastra le sollecitazioni di verifica delle armature sono calcolate come indicato nell'appendice F EC2-2, ovvero, a vantaggio di sicurezza:

$$n'_{dx} = n_{Edx} + |n_{Edxy}| \quad (7.7a)$$

Mandataria

Mandanti

$$n'_{dy} = n_{Edy} + |n_{Edxy}| \quad (7.7b)$$

con n_{Edy} positiva se di trazione.

Nel caso di piastra i momenti di verifica delle armature sono calcolati, a vantaggio di sicurezza, con le seguenti espressioni ^[5-5]:

$$m'_{dx} = m_{Edx} \pm |m_{Edxy}| \quad (7.8a)$$

$$m'_{dy} = m_{Edy} \pm |m_{Edxy}| \quad (7.8b)$$

Nel caso generale si utilizzano entrambe le sollecitazioni calcolate con le (7.7) e (7.8) e la verifica è eseguita a presso-tenso-flessione.

9.6. Verifiche calcestruzzo Shell

Per la verifica del calcestruzzo il software ricerca le direzioni principali di compressione superiore e inferiore. Per le 4 direzioni trovate si esegue la verifica a pressoflessione.

Per il solo fine di verifica del calcestruzzo, nella generica sezione con direzione φ , si considera presente l'armatura:

$$A_{s\varphi} = A_{sx} \cos^2 \varphi + A_{sy} \sin^2 \varphi$$

utilizzando sostanzialmente il metodo della linea di rottura di Johansen.

Nel caso di lastre la verifica dei puntoni di calcestruzzo è effettuata con la formula:

$$n_{cd} = 2 |n_{Edxy}| < v \cdot f_{cd} \cdot h \quad (F.4 EC2-2005)$$

Nel caso generico, per la verifica dei puntoni di calcestruzzo, si utilizza il modello a sandwich descritto nell'allegato LL EC2-2, formule: (LL.137) – (LL.142)

9.7. Verifiche a punzonamento Shell

La verifica a punzonamento è effettuata come indicato nel §6.4 dell'EC2-1-1, utilizzando, a vantaggio di sicurezza, le sollecitazioni di taglio puntuali calcolate con il modello FEM elastico lineare anziché le distribuzioni calcolate ipotizzando un comportamento plastico della piastra. Dove non indicato esplicitamente la simbologia di questo paragrafo fa riferimento al §6.4 EC2-1-1.

Nel caso di verifica del calcestruzzo senza specifica armatura a taglio è utilizzata la seguente formula, che generalizza le formule (6.47) e (6.49) dell'EC2:

$$v_{Rd} = \max\{ C_{Rd} k (100 \rho f_{ck})^{1/3}; v_{min} \} \cdot \max\{ 2d/a; 1 \} + k_d \sigma_{cp} \quad (7.9)$$

Dove: a è la distanza dal pilastro, d è l'altezza utile della piastra.

Nel caso di specifica armatura a taglio la formula di verifica, ottenuta a partire dalla [(6.52) EC2-1-1], e dalla [(6.38) EC2-1-1] è:

$$\beta v_{Ed}/(u_1 d) \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) f_{ywd,ef} \sin \alpha A_{sw}/(u_1 d) \quad (7.10)$$

definendo:

u_s il perimetro posto a distanza $0,5d$ dal pilastro, ossia il primo perimetro di chiodi,

$\rho_w = A_{sw}/(u_s \cdot s_r) =$ rapporto geometrico di armatura a taglio perimetro u_s posto a distanza $0,5d$,

$v_s = \beta V_{Ed}/(u_s d) =$ tensione massima di taglio a distanza $0,5d$ dal pilastro [(6.38) EC2-2005],

la (5.10) diventa:

$$v_s \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \rho_w \sin \alpha f_{ywd,ef}$$

che è la formula di verifica usata.

9.8. Resoconto Verifiche

Si riportano le verifiche eseguite in forma tabellare

Armatura

Armatura Pareti

Piano	Parete	Filo Sx	Filo Dx	Zona Conf Sx Dx [m]	Armatura Long.			Staffe SX			Arm. Trasv. Centr			Spilli Centr.			Staffe DX		
					Arm Tot. Sx	Arm Tot. Centr	Arm Tot. Dx	Ø [mm]	passo [cm]	bracci	Ø [mm]	passo [cm]	Ø [mm]	passo [cm]	Ø [mm]	passo [cm]	bracci		
1	1	2	7	0.00	2Ø24	38Ø24	2Ø24	14	10	0	24	30	14	30	30	14	10	0	
1	2	1	8	0.00	2Ø24	38Ø24	2Ø24	14	10	0	24	30	14	30	30	14	10	0	

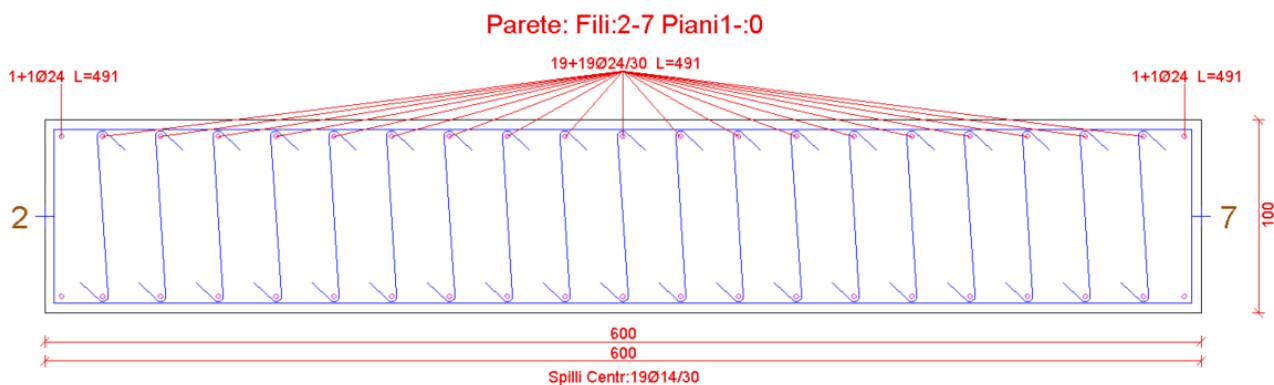
Platea

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ [°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir. principale			Dir. secondaria		
								Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Ø [mm]	Passo [m]
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	24	0.2	∞	24	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	24	0.2	∞	24	0.2	

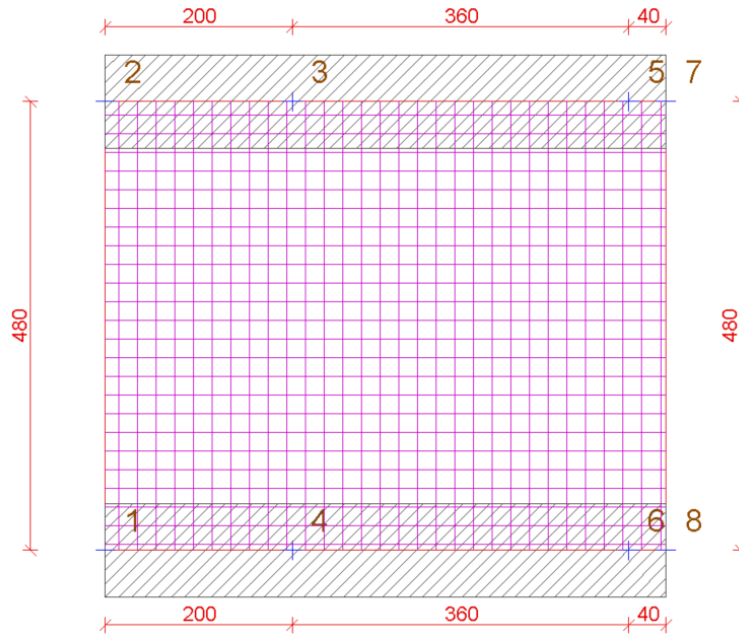
Soletta

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ [°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir. principale			Dir. secondaria		
								Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Ø [mm]	Passo [m]
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	20	0.2	∞	20	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	20	0.2	∞	20	0.2	

Armatura Pareti 1-2

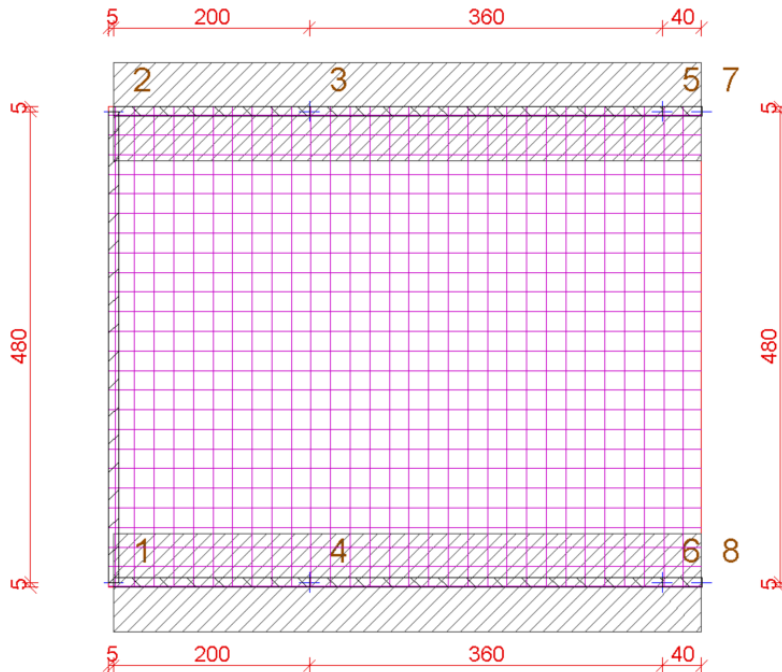


Armatura Platea (simmetrica su entrambe le facce) spessore 100cm



Armatura principale d24/20 in entrambe le direzioni
Armature simmetriche su entrambe le facce

Armatura Soletta (simmetrica su entrambe le facce) spessore 75cm



Armatura principale d20/20 in entrambe le direzioni
Armature simmetriche su entrambe le facce

Mandataria

Mandanti

Verifiche

Legenda tabella verifiche Stati Limite Ultimi e di esercizio beam

- **Zona:** Nel riportare i risultati delle verifiche effettuate si è diviso ogni pilastro o trave in zone. Per ogni zona e per ogni tipo di verifica sono riportati i coefficienti di verifica normalizzati ad 1.
- **z Ini :** Ascissa iniziale della zona di verifica. Per i pilastri il nodo iniziale è il nodo superiore.
- **z Fin :** Ascissa finale della zona di verifica.
- **Stati Limite Ultimi :** Verifiche agli Stati Limite Ultimi
- **N-Mx-My:** Coefficiente massimo di verifica secondo la (4.1.19) NTC18
- **ctg(θ):** Massima inclinazione del traliccio per le verifiche a taglio e a torsione
- **calcestr. Vx-Vy-Mt :** Coefficiente di verifica del calcestruzzo a taglio e a torsione secondo la (5.2)
- **acciaio Vx-Vy :** Coefficiente di verifica delle staffe a taglio secondo la (5.3)
- **As Long. Mt:** Coefficiente di verifica dell'armatura longitudinale a torsione secondo la (4.1.37) NTC18
- **As Trasv. Mt:** Coefficiente di verifica dell'armatura trasversale a torsione secondo la (4.1.36) NTC18
- **Arm X z.Crit :** Coefficiente di verifica della necessità dell'armatura diagonale a taglio nelle zone critiche. (§7.4.4.1.1. NTC18)
- **Ned Max :** Coefficiente di verifica compressione massima secondo il §7.4.4.2.1 NTC18
- **Stati Limite di Esercizio :** Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.
- **Tesn. N-Mx-My:** Coefficiente di verifica stato limite di tensione in presso-flessione deviata secondo la (5.4)
- **Fess w/wa:** Coefficiente di verifica stato limite di fessurazione in presso-flessione semplice come descritto nel §5.3
- **FessN-Mx-My:** Coefficiente di verifica stato limite di fessurazione in presso-flessione deviata come descritto nel §5.3

Piano 1. Verifiche SL Pareti

N°	Zona		N-Mx-My	ctg(θ)	Stati Limite Ultimi				Stati Limite di Esercizio							
	x ini [m]	x Fin [m]			calcestr. Vx-Vy-Mt	acciaio Vx-Vy	As Long. Mt	As Trasv. Mt	arm.ver. taglio.Traz	scorr. z.Parete	Ned Max	Verif SLU	Tens. N-Mx-My	Fess. w/wa	Fess. N-Mx-My	Verif SLE
10	0.000	1.250	0.088	1.000	0.011	0.062	0.001	0.001	-	-	-	Si	0.027	0.000	0.000	Si
10	1.250	2.500	0.094	1.000	0.015	0.086	0.001	0.001	-	-	-	Si	0.048	0.000	0.000	Si
10	2.500	3.750	0.297	1.000	0.046	0.305	0.001	0.001	-	-	-	Si	0.214	0.000	0.000	Si
11	0.000	1.250	0.106	1.000	0.011	0.064	0.001	0.001	-	-	-	Si	0.055	0.000	0.000	Si
11	1.250	2.500	0.093	1.000	0.018	0.108	0.001	0.001	-	-	-	Si	0.034	0.000	0.000	Si
11	2.500	3.750	0.309	1.000	0.046	0.302	0.001	0.001	-	-	-	Si	0.225	0.000	0.000	Si

Legenda tabella verifiche Stati Limite Ultimi e di esercizio shell

- **Zona:** Nel riportare i risultati delle verifiche effettuate si è diviso la piastra in zone. Per ogni zona e per ogni tipo di verifica sono riportati i coefficienti di verifica normalizzati ad 1. Per ogni zona, tranne che per la centrale, è indicato il filo ed il nodo più vicino.
- **Stati Limite Ultimi :** Verifiche agli Stati Limite Ultimi
- **Fe:** Coefficiente di verifica dell'armatura calcolato come indicato nel §5.6.1 della presente relazione.
- **Cls:** Coefficiente di verifica a pressoflessione del calcestruzzo per le 4 direzioni principali di compressione.
- **Punt.Cls.:** Coefficiente di verifica dei puntoni di calcestruzzo calcolato come indicato nelle formule (F.4) e (LL.137-142) EC2-2-2006
- **Arm punz :** Coefficiente di verifica a punzonamento per piastre dotate di specifica armatura a taglio.
- **V/Vrdc :** Coefficiente di verifica a punzonamento per piastre non dotate di specifica armatura a taglio.
- **V/VrdMax :** Coefficiente di verifica ottenuto applicando la (6.53 EC2-2005).
- **Tot.Punz. :** Coefficiente di verifica totale taglio-punzonamento.
- **Verif SLU.** Coefficiente totale di verifica Stati Limite Ultimi.
- **Stati Limite di Esercizio :** Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.
- **Fessurazione:** Coefficiente di verifica stato limite di fessurazione.
- **Tens.Fe:** Coefficiente di verifica stato limite tensione di esercizio dell'armatura.
- **Tens.Cls:** Coefficiente di verifica stato limite tensione di esercizio del calcestruzzo.
- **Verif SLE.** Coefficiente totale di verifica Stati Limite di Esercizio.

Mandataria

Mandanti

Piano 0. Verifiche SL shell piastre

N°	Zona		Fe	Cls	Punt Cls.	Stati Limite Ultimi			Tot punz.	Verif. SLU	Fess.	Stati Limite di Esercizio			Verif. SLE
	Filo	Piano				V/Vrdc	Arm Punz.	V/VrdMax				Tens. Fe	Tens. Cls		
1	2	0	0.722	0.244	-	0.497	-	0.085	0.497	Si	0.000	0.510	0.236	Si	
1	3	0	0.671	0.239	-	0.401	-	0.073	0.401	Si	0.000	0.472	0.230	Si	
1	4	0	0.660	0.234	-	0.428	-	0.078	0.428	Si	0.000	0.463	0.226	Si	
1	1	0	0.711	0.239	-	0.455	-	0.083	0.455	Si	0.000	0.505	0.231	Si	
1	-	-	0.818	0.291	-	0.451	-	0.079	0.451	Si	0.000	0.580	0.282	Si	
2	3	0	0.678	0.239	-	0.411	-	0.072	0.411	Si	0.000	0.477	0.231	Si	
2	5	0	0.740	0.251	-	0.575	-	0.105	0.575	Si	0.000	0.519	0.241	Si	
2	6	0	0.734	0.250	-	0.556	-	0.101	0.556	Si	0.000	0.512	0.239	Si	
2	4	0	0.670	0.240	-	0.442	-	0.081	0.442	Si	0.000	0.471	0.231	Si	
2	-	-	0.878	0.313	-	0.569	-	0.100	0.569	Si	0.000	0.614	0.300	Si	
3	5	0	0.740	0.251	-	0.614	-	0.113	0.614	Si	0.000	0.519	0.241	Si	
3	7	0	0.766	0.255	-	0.657	-	0.121	0.657	Si	0.000	0.537	0.245	Si	
3	8	0	0.756	0.251	-	0.672	-	0.123	0.672	Si	0.000	0.527	0.240	Si	
3	6	0	0.727	0.246	-	0.583	-	0.107	0.583	Si	0.000	0.507	0.235	Si	
3	-	-	0.902	0.320	-	0.738	-	0.118	0.738	Si	0.000	0.630	0.306	Si	

Piano 1. Verifiche SL shell piastre

N°	Zona		Fe	Cls	Punt Cls.	Stati Limite Ultimi			Tot punz.	Verif. SLU	Fess.	Stati Limite di Esercizio			Verif. SLE
	Filo	Piano				V/Vrdc	Arm Punz.	V/VrdMax				Tens. Fe	Tens. Cls		
1	2	1	0.247	0.082	-	0.318	-	0.046	0.318	Si	0.000	0.164	0.075	Si	
1	1	1	0.246	0.082	-	0.318	-	0.045	0.318	Si	0.000	0.163	0.075	Si	
1	4	1	0.362	0.112	-	0.473	-	0.068	0.473	Si	0.000	0.232	0.099	Si	
1	3	1	0.353	0.109	-	0.452	-	0.065	0.452	Si	0.000	0.226	0.096	Si	
1	-	-	0.352	0.118	-	0.498	-	0.063	0.498	Si	0.000	0.230	0.106	Si	
2	3	1	0.392	0.123	-	0.480	-	0.065	0.480	Si	0.000	0.249	0.107	Si	
2	4	1	0.398	0.127	-	0.491	-	0.068	0.491	Si	0.000	0.253	0.110	Si	
2	6	1	0.477	0.161	-	0.508	-	0.073	0.508	Si	0.000	0.300	0.139	Si	
2	5	1	0.410	0.134	-	0.536	-	0.077	0.536	Si	0.000	0.258	0.116	Si	
2	-	-	0.407	0.135	-	0.668	-	0.087	0.668	Si	0.000	0.256	0.116	Si	
3	5	1	0.408	0.130	-	0.536	-	0.077	0.536	Si	0.000	0.257	0.112	Si	
3	6	1	0.432	0.137	-	0.508	-	0.073	0.508	Si	0.000	0.272	0.117	Si	
3	8	1	0.446	0.145	-	0.544	-	0.078	0.544	Si	0.000	0.281	0.125	Si	
3	7	1	0.434	0.141	-	0.528	-	0.076	0.528	Si	0.000	0.274	0.122	Si	
3	-	-	0.383	0.122	-	0.631	-	0.079	0.631	Si	0.000	0.241	0.105	Si	

Tabella riassuntiva verifiche Stati Limite Beam

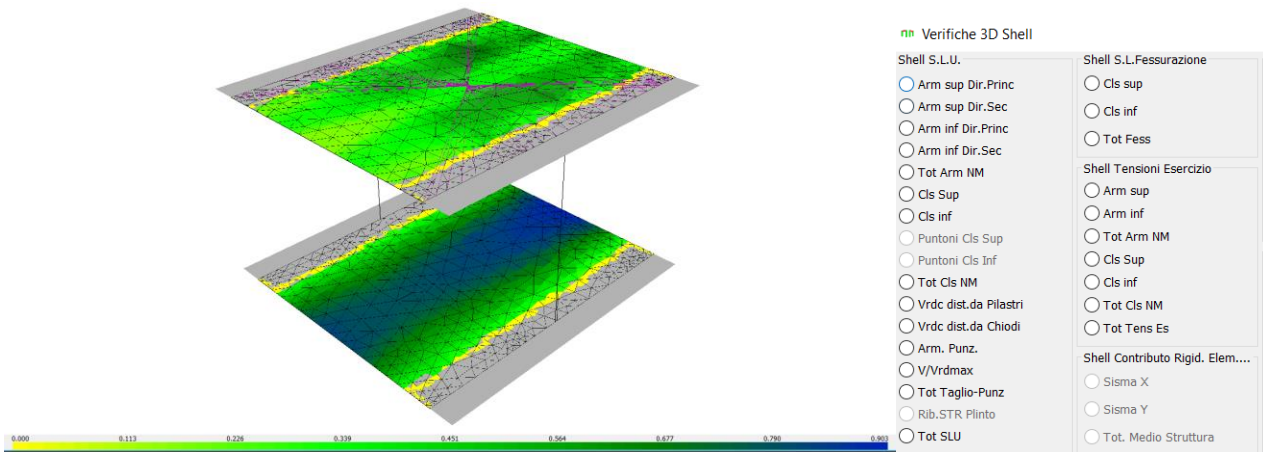
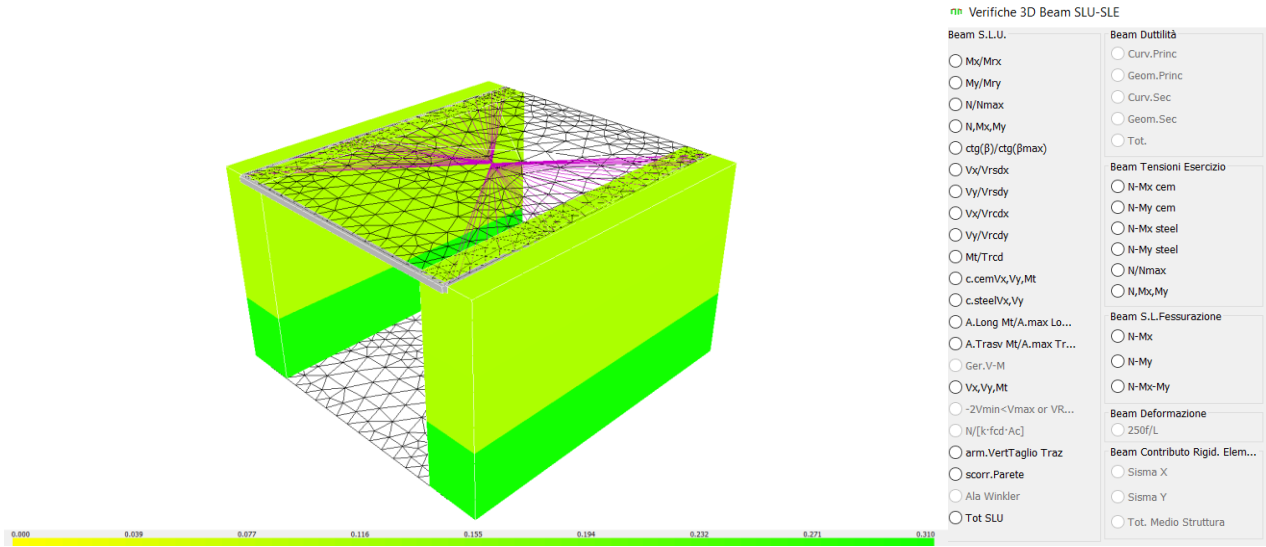
Piano	SLU	Travi			Pilastr					Pareti					Nodi			
		Dutt-ità	Tens Eserc.	Fessur. Deform	SLU	Dutt-ità	Tens Eserc.	Fessur.	Spost	Instab.	SLU	Dutt-ità	Tens Eserc.	Fessur.	Spost	Instab.	Gerar. Arm.	Min. Resist.
0																		
1												Si		Si	Si	Si	Si	

Tabella riassuntiva verifiche Stati Limite Shell e Fondazioni

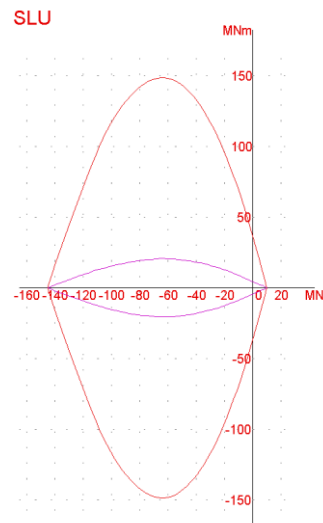
Piano	SLU	Pareti			Piastr			Piloti diretti		Piloti su pali			Pali		
		Tens Eserc.	Fessur.	Spost	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	SLU	Tens Eserc.
0					Si	Si	Si								
1					Si	Si	Si								

Verifica di resistenza degli elementi strutturali

- Valore massimo Ed/Rd allo SLE: 0.63055
- Valore massimo Ed/Rd allo SLU: 0.90284



DOMINIO DI INTERAZIONE PARETE 1-2



10. INCIDENZA ARMATURE

Descrizione	Quantità	Unità di misura
Cls C30/37		
Platea	26,880	m ³
Soletta	20,160	m ³
Parete 2	16,800	m ³
Parete 1	16,800	m ³
<i>Tot. Cls C30/37:</i>	80,640	m ³
Fe B450C Ø14 (spilli)		
Parete 2	338,658	kg
Parete 1	338,658	kg
<i>Tot. Fe B450C Ø14:</i>	677,316	kg
Fe B450C Ø20		
Soletta	2060,814	
<i>Tot. Fe B450C Ø20:</i>	2060,814	kg
Fe B450C Ø24		
Platea	3143,970	kg
Parete 2	1738,127	kg
Parete 1	1738,127	kg
<i>Tot. Fe B450C Ø24:</i>	6620,224	kg

Incidenza		
	Platea	116,96 kg/ m ³
	Soletta	102,223 kg/ m ³
	Parete 2	123,618 kg/ m ³
	Parete 1	123,618 kg/ m ³