

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN  
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1  
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C  
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ  
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE  
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION  
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F**

**OPERE D'ARTE MINORI  
TOMBINO TIPO 2. N121- 122- 125  
RELAZIONE DI CALCOLO**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etablish par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	N. MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisone a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCÉ (MUSINET Eng.)	P.D'ALOISIO (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	N	V	A	0	R	3
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	1	0	0	8	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object	Numero documento Numéro de document		Indice Index			

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/  
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO  
Albo di Torino  
N° 5193 S



**SCALA / ÉCHELLE**  
-

**IL PROGETTISTA/LE DESIGNER**



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI  
Albo di Torino  
N° 2736

**L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR**

**IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE**

1. PREMESSA .....	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....	7
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
4.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35 - Rck 35 MPa.....	8
4.2 Acciaio per c.a. B450C .....	9
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	9
6. AZIONI DI PROGETTO .....	10
6.1 G1 – Peso proprio degli elementi strutturali.....	10
6.2 G2 – Peso proprio degli elementi non strutturali.....	10
6.3 Q – Sovraccarichi variabili stradali .....	11
6.4 U – Azione urto su barriera .....	14
6.5 Azione sismica.....	14
6.5.1 Caratterizzazione sismica dei terreni .....	14
6.5.2 Spinta sismica delle terre .....	15
7. ANALISI DELLE STRUTTURE .....	17
7.1 Premessa .....	17
7.2 Modello di calcolo .....	17
7.3 Condizioni elementari di carico.....	18
7.4 Combinazione delle azioni .....	19
8. CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO .....	20
8.1 Stato Limite Ultimo (SLU).....	20
8.1.1 Verifica a flessione e pressoflessione .....	20
8.1.2 Verifica a taglio per sezioni in c.a.....	20
8.2 Stato Limite di Esercizio (SLE).....	21
8.2.1 Verifica tensioni esercizio.....	21
8.2.2 Verifica di fessurazione .....	21
9. CRITERI DI CALCOLO GEOTECNICO .....	22
9.1 Premessa .....	22
9.2 Verifica a capacità portante della fondazione (GEO).....	23
10. VERIFICHE STRUTTURALI .....	25
10.1 Premessa .....	25
10.2 Platea di fondazione (sp.=0.30-0.5m).....	25
10.3 Soletta di copertura (sp.=0.20m) .....	37
10.4 Pareti verticali (sp.=0.20m) .....	46
10.5 Muro di raccordo (spessore 30 cm) .....	58
10.6 Muro d'ala laterale (spessore 30 cm).....	62
11. VERIFICHE COLLEGAMENTO GETTI .....	66
12. VERIFICHE GEOTECNICHE .....	71
12.1 Verifica a carico limite della fondazione.....	71
1. ALLEGATO 1: CONSIDERAZIONI SUI CARICHI STRADALI .....	78
1.1 PREMESSA.....	78

1.2	CONSIDERAZIONI NORMATIVE E DI LETTERATURA .....	78
1.3	EFFETTO DI DIFFUSIONE DEL CARICO .....	83
1.4	EFFETTO DI RIPARTIZIONE DELLA SOLETTA DEGLI SCATOLARI .....	85
1.5	ANALISI DI SCENARI DI CARICO ESPORATI .....	89
1.6	CONSIDERAZIONI SUI VALORI DI CALCOLO ADOTTATI.....	97

### LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Allargamento tipo tombino 121 .....	7
Figura 2- Allargamento tipo tombino 122.....	7
Figura 3 – Allargamento tipo tombino 125 .....	8
Figura 4 – Allargamento massimo e minimo tombino Tipo 2– Vista assonometrica modelli FEM.....	17
Figura 5 – Modello calcolo capacità portante .....	23
Figura 6 – Diagrammi dei momenti Mx – modello 1 .....	27
Figura 7 – Diagrammi dei momenti Mx – modello 2 .....	28
Figura 8 – Diagramma dei momenti My –modello 1 .....	32
Figura 9– Diagramma dei momenti My –modello 2.....	34
Figura 10 – Diagramma dei momenti Mx comb. SLU – modello 1 .....	38
Figura 11– Diagramma dei momenti Mx comb. SLU –modello 2 .....	39
Figura 12 – Diagramma dei momenti My – Comb. SLU – modello 1 .....	43
Figura 13– Diagramma dei momenti My – Comb. SLU – modello 2 .....	44
Figura 14 – Diagramma dei momenti Mx – modello 1 .....	48
Figura 15– Diagramma dei momenti Mx – modello 1 .....	50
Figura 16 – Diagramma dei momenti My lato interno –modello 1 .....	53
Figura 17– Diagramma dei momenti My lato interno-modello 2 .....	56
Figura 18- Andamento My lato carreggiata in condizione eccezionale –modello 1.....	58
Figura 19 - Andamento My lato carreggiata in condizione eccezionale – modello 2.....	58
Figura 20- Andamento Mx lato carreggiata in condizione eccezionale –modello 1.....	59
Figura 21- Andamento Mx lato carreggiata in condizione eccezionale –modello 2.....	59
Figura 22– Modello fem muro d’ala .....	62
Figura 23– Andamento Mx lato condizione slu .....	63
Figura 24 – Cerniera base becco esistente .....	66
Figura 25 – Schema statico collegamento e sollecitazioni modello di calcolo involuppo.....	66
Figura 26 – Inviluppo Myy Statica/sismica e eccezionale –modello 1 .....	67
Figura 27 – Dettaglio modellazione connettore .....	67
Figura 28 – Sollecitazioni taglianti connettori Vz- Modello 1- Inviluppo comb. Statica /sismica e Eccezionale.....	68
Figura 29 – Sollecitazioni taglianti connettori Vy- Modello 1- Inviluppo comb. Statica /sismica e Eccezionale.....	68
Figura 30 – Sollecitazioni taglianti connettori Vz- Modello 2- Inviluppo comb. Statica /sismica e Eccezionale.....	69
Figura 31 – Sollecitazioni taglianti connettori Vy- Modello 2- Inviluppo comb. Statica /sismica e Eccezionale.....	69
Figura 32 – Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Statica modello 1 .....	71
Figura 33– Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Sismico modello 1 .....	71

Figura 34 – Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Statica/sismica modello 2.....	72
Figura 35: Premesse concettuali ai carichi da ponte del DM 14/1/2008 - EC1 .....	78
Figura 36: Testo EN1991-2:2003. Significatività del carico tandem 2,.....	79
Figura 37: NTC08 – modelli di carico per verifiche a fatica: schemi fisici di veicoli.....	80
Figura 38: NTC08 – assi previsti per le verifiche a fatica. Schemi fisici di veicoli .....	81
Figura 39: Stralcio sintesi art. 62 C.S.....	82
Figura 40: Diffusione carichi ruota secondo K-DOT (Studi Kentucky Dept. Of Transp.).....	84
Figura 41: Angoli di diffusione K-DOT (Studi Kentucky Dept. Of Transp.).....	84
Figura 42: Modelli di piastra lunga con carichi su aree diffuse .....	86
Figura 43: Effetto piastra nel caso di carichi su aree diffuse .....	87
Figura 44: Effetto piastra nel caso di carichi su aree ridotte.....	88
Figura 45: Angoli di diffusione K-DOT (Studi Kentucky Dept. Of Transp.).....	89
Figura 46: Spinte sulla sezione lungo la linea dell'asse del tandem TM1 (Terzaghi).....	92

#### **LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE**

Tabella 1 – Parametri azione sismica .....	15
Tabella 2 – Coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.....	15
Tabella 3 – Casi di carico .....	18
Tabella 4 – Combinazioni di carico .....	19
Tabella 5 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni .....	22
Tabella 6 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.....	22
Tabella 7 – Coeff. parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali. 23	
Tabella 8- Sintesi risultati di analisi della diffusione dei carichi ( tombini Tipo 2) .....	90
Tabella 9- TM1 ricoprimento minimo .....	93
Tabella 10- TM1 ricoprimento minimo .....	94
Tabella 11- TM2 ricoprimento minimo .....	95
Tabella 12- TM2 ricoprimento massimo.....	96

## 1. Premessa

Il presente elaborato è parte integrante del progetto di “Rilocazione dell’Autoporto di Susa” e relaziona circa l’adeguamento dei tombini idraulici esistenti sotto l’Autostrada A32 Torino-Bardonecchia. In particolare, nell’area interessata dal nuovo svincolo, è necessario prolungare 13 opere con lunghezze variabili in relazione alla posizione di ognuno di essi.

Il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

Nel seguito si riportano le scelte progettuali effettuate in relazione alle opere in progetto, nonché le verifiche più rappresentative dello stato di sicurezza delle strutture.

## 2. Normativa di riferimento

Il presente documento è stato redatto in osservanza delle seguenti normative:

- Legge 5/11/1971, n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica”;
- Legge 2/2/1974, n. 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. 14/2/2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare Min. 2/2/2009, n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni”

### 3. Descrizione delle strutture

L'oggetto della relazione riguarda i 3 tombini posti al di sotto dell'asse autostradale e di intersezione con i muri di sostegno (opere OM2). Ognuno di essi è costituito da uno scatolare in c.a. gettato in opera, con soletta di copertura di spessore 0.20m, e pareti di altrettanto spessore sagomate in modo da seguire la pendenza delle scarpate; la luce netta sia in verticale che in orizzontale è pari a 2.00m. A seguito della realizzazione del nuovo svincolo, si rende necessario prolungare tali strutture di quantità variabili in base alla posizione di ognuna di esse. Il prolungamento "tipo" consiste nel realizzare uno scatolare gettato in opera di dimensioni identiche a quello esistente e fondato su una platea di spessore variabile: 0.30m e 0,5 nel tratto di raccordo con i muri. Il collegamento tra la parte di ampliamento e le strutture esistenti viene assicurato da barre di acciaio inghisate con resina epossidica prima del getto della nuova opera.

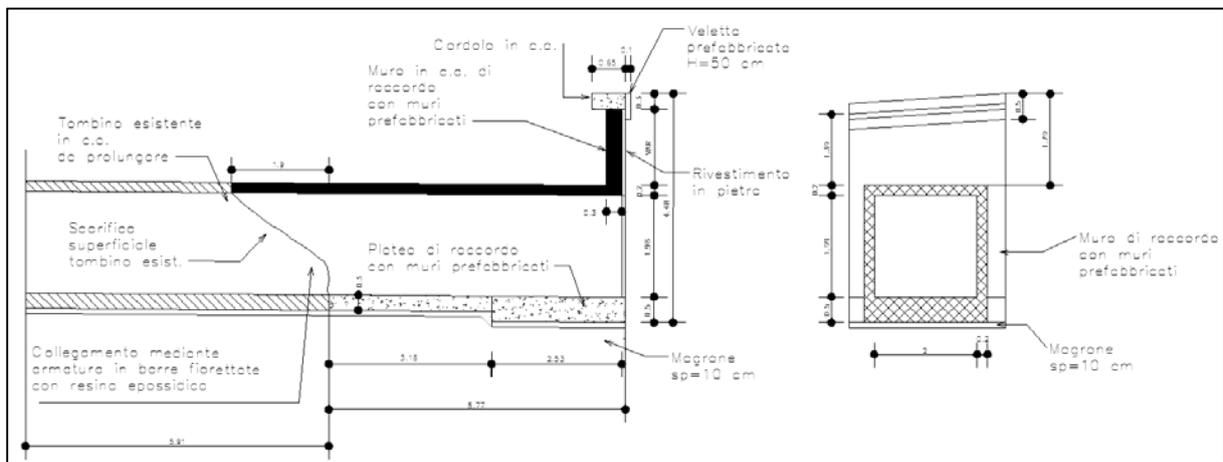


Figura 1 – Allargamento tipo tombino 121

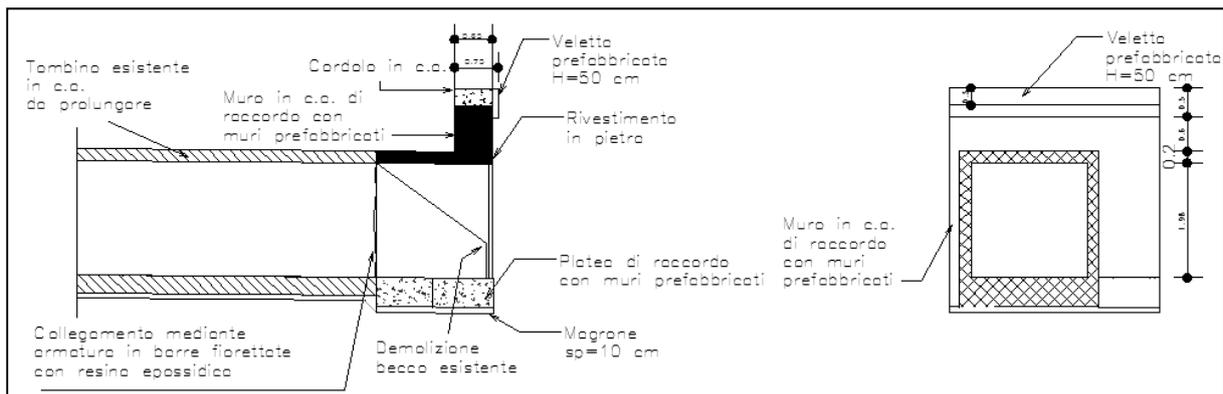


Figura 2- Allargamento tipo tombino 122



## 4.2 Acciaio per c.a. B450C

(Per opere di fondazione ed in elevazione)

- Modulo elastico (convenzionale)  $E_s = 206000 \text{ MPa}$
- Tensione di snervamento  $f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo agli S.L.U.  $f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$
- Allungamento  $A_{gt,k} \geq 7.5\%$

Diagramma elastico-perfettamente plastico:

- $\varepsilon_s$  (epsilon limite)  $\varepsilon_{su} = 10,00 \%$ .
- $\gamma_s = 1,15$  (S.L.U.)
- $\gamma_s = 1,0$  (Situazioni eccezionali)

Tensioni tangenziali di aderenza:

- Barre ad aderenza migliorata  $f_{bd} = 2.25 \cdot f_{ctkm} / \gamma_c = 2.52 \text{ MPa}$

## 5. Caratterizzazione geotecnica

In base alle unità litostratigrafiche individuate ed in base ai risultati delle prove in foro e di laboratorio realizzate, è stato possibile riconoscere nell'area di studio quattro unità geotecniche fondamentali, come descritto nella Relazione Geologica-geotecnica”:

1. *unità geotecnica UG1*: comprende l'orizzonte di potenza variabile di terreno di riporto di tipo prevalentemente ghiaioso-ciottoloso con subordinata sabbia limosa;
2. *unità geotecnica UG2*: corrispondente ai depositi prevalentemente costituiti da sabbia e sabbia limosa con ghiaia e rari ciottoli presenti localmente nei primi metri al di sotto dei terreni dell'UG1;
3. *unità geotecnica UG3*: è l'unità dominante e comprende i depositi più grossolani rappresentati da ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa caratterizzati da un grado di addensamento da medio ad alto;
4. *unità geotecnica UG4*: è costituita da depositi più fini limoso-sabbiosi con subordinata ghiaia. Tali terreni formano livelli discontinui di potenza ridotta (mediamente metrica) intercalati all'interno dei litotipi dell'unità sopradescritta a partire da circa 15m di profondità.

In base ai dati emersi dalle indagini effettuate e riportati nella suddetta relazione, il terreno di fondazione delle opere è rappresentato dall' "Unità Geotecnica 2", che comprende depositi prevalentemente costituiti da sabbia e sabbia limosa con ghiaia e rari ciottoli presenti localmente. Ad esso si associano i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- peso per unità di volume totale  $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito di calcolo  $\phi^{\circ}_k = 30^{\circ}$
- coesione  $c^{\circ}_k = 0 \text{ kPa}$

Per quanto riguarda il rilevato stradale, si assumono i seguenti parametri:

- peso per unità di volume totale  $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito di calcolo  $\phi^{\circ}_k = 35^{\circ}$

- coesione

$$c'_k = 0 \text{ kPa}$$

Per quanto riguarda il livello di falda, in accordo con la Relazione Geologica –Geotecnica”, viene assunto a quota -2.60m dal piano campagna.

## 6. Azioni di progetto

Di seguito si riportano i valori caratteristici delle azioni considerate nel dimensionamento nella verifica delle opere in progetto.

### 6.1 G1 – Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato valutato in automatico dal programma di calcolo, considerando per il calcestruzzo armato un peso per unità di volume pari a 25 KN/m<sup>3</sup>.

### 6.2 G2 – Peso proprio degli elementi non strutturali

Sulle strutture in esame è stato considerato agente il peso del rilevato posto al di sopra della copertura, nonché la spinta che esso esercita sulle pareti verticali. Trattandosi di una struttura completamente interrata, tale spinta è stata considerata agente proporzionalmente al coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , tale da avere un diagramma triangolare di pressione che alla generica profondità  $z$  dal piano campagna vale, in base ai valori caratterizzanti il terreno:

$$\gamma_k = 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \quad c'_k = 0 \quad \varphi'_k = 35^\circ$$

$$G_{2\text{terre}} = K_0 \cdot \gamma_{\text{terr}} \cdot z = 0.426 \cdot 20 \cdot z = 8.52 \cdot z \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Nel modello di calcolo sono considerate le spinte del terreno sulle pareti laterali ipotizzando un riempimento di 2m di terreno al di sopra della copertura del tombino.

E' per cui si è considerato un carico di 40 kN/m<sup>2</sup> sulla soletta di copertura.

### 6.3 Q – Sovraccarichi variabili stradali

Il sovraccarico stradale è stato tenuto in conto considerando lo schema 1 del DM 14/1/2008, relativo ai ponti stradali;

- carico tandem  $Q_{1k}=4*150 = 600\text{kN}$
- carico uniforme  $q = 9 \text{ kN/mq}$

In contemporanea è stato considerato anche il carico tandem dello schema 2

- carico tandem  $Q_{1k}=2*200 = 400\text{kN}$

I carichi sono stati considerati oggetto di diffusione attraverso il battente di terreno al disopra del manufatto, secondo vari schemi.

Nel caso specifico poi, per il variabile stradale i carichi utilizzati nei calcoli precedenti, con distribuzione a 45° sono i seguenti:

$$q_1 = 23 \text{ kN/m}^2 \text{ (tombino lungo)} \quad q_2 = 34 \text{ kN/m}^2 \text{ (tombino corto)}$$

Considerata la variabilità dei livelli di ricoprimento e della diversa incidenza, in taluni casi solo parziale, della piattaforma stradale, della modalità di diffusione nei ricoprimenti, si rimanda all'allegato 1 per l'analisi di dettaglio.

Tombino	h. terreno* [cm]		Nota
	Min	Max	
Faunistico	58	70	-
118	0	0	Fuori dal tracciato
121	181	192	
122	95	100	
123	112	91	
124	113	113	
125	131	131	
126	44	118	
127	20	40	
128	20	30	
129	11.3	48	
130	48	48	
131	43	43	
132	188	188	

**Dati di calcolo**

$\alpha =$	45 °	angolo di diffusione
$a_0 =$	2.2 m	impronta carico dir. 1
$b_0 =$	3.0 m	impronta carico dir. 2
$x =$	0.94 m	ricoprimento
$c =$	0.10 m	metà spessore soletta
$s =$	0.3 m	spessore pavimentazione
$p_t =$	20 kN/mc	P.p. ricoprimento

**Tandem LM1 - Ipotesi si calcolo**

**Ripartizione soletta**

$r_{\text{calcolo}} =$	0.94	di calcolo
$r_{\text{imposto}} =$	1	su Q
	1	su q

**Diffusione q.s. uniforme**

$\beta =$	0.61	di calcolo
$\beta =$	0	imposto

**Carichi in superficie**

$G_r =$	18.8 kN/mq	effetto p.p. ricoprimento	$\gamma_G =$	1.30
$Q =$	600 kN	carico tandem totale	$\gamma_Q =$	1.35
$q_1 =$	9 kN/mq	carico uniforme stradale	$\gamma_Q =$	1.35
$b =$	3.0 m	larghezza corsia		
$\beta =$	0.61	-		
$r =$	1.00	su Q		
	1.00	su q		
		effetto ripartizione soletta		

**Area di diffusione**

$a_1 =$	4.28 m
$b_1 =$	5.08 m
$A_1 =$	21.74 mq

**Carichi su area di diffusione -  $\alpha = 45^\circ$  cost.**

$p_G =$	18.8 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	27.60 kN/mq	tandem
$p_q =$	5.53 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	33.13 kN/mq	tot. Stradale

**Valori carichi di calcolo - 30° cost.**

$p_{sF} =$	25.43 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	51.93 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	69.16 kN/mq	SLU

**Dati di calcolo**

$\alpha =$	45 °	angolo di diffusione
$a_0 =$	2.2 m	impronta carico dir. 1
$b_0 =$	3.0 m	impronta carico dir. 2
$x =$	2 m	ricoprimento
$c =$	0.10 m	metà spessore soletta
$s =$	0.3 m	spessore pavimentazione
$p_t =$	20 kN/mc	P.p. ricoprimento

**Tandem LM1 - Ipotesi si calcolo**

**Ripartizione soletta**

$r_{\text{calcolo}} =$	1.00	di calcolo
$r_{\text{imposto}} =$	1	su Q
	1	su q

**Diffusione q.s. uniforme**

$\beta =$	0.43	di calcolo
$\beta =$	1	imposto

**Carichi in superficie**

$G_r =$	40.0 kN/mq	effetto p.p. ricoprimento	$\gamma_G =$	1.30
$Q =$	600 kN	carico tandem totale	$\gamma_Q =$	1.35
$q_1 =$	9 kN/mq	carico uniforme stradale	$\gamma_Q =$	1.35
$b =$	3.0 m	larghezza corsia		
$\beta =$	1.00	-		
$r =$	1.00	su Q		
	1.00	su q		
		effetto ripartizione soletta		

**Area di diffusione**

$a_1 =$	6.40 m
$b_1 =$	7.20 m
$A_1 =$	46.08 mq

**Carichi su area di diffusione -  $\alpha = 30^\circ$  cost.**

$p_G =$	40.0 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	13.02 kN/mq	tandem
$p_q =$	9.00 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	22.02 kN/mq	tot. Stradale

**Valori carichi di calcolo - 30° cost.**

$p_{sF} =$	44.40 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	62.02 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	81.73 kN/mq	SLU

## 6.4 U – Azione urto su barriera

Noto il momento di plasticizzazione e la geometria dei profili costituenti la barriera guard-rail in testa al muro, sono state determinate le massime azioni che essa è in grado di trasmettere al muro.

$$M_{pl} = W_{pl} / f_{yk} = 83013 \cdot 430 \cdot 10^{-6} = 35.7 \text{ kNm}$$

$$F_{pl} = M_{pl} / h = 37.5 / 1 = 35.7 \text{ kN}$$

Si ipotizza che in caso d'urto si abbia la plasticizzazione di 3 montanti distanti l'uno dall'altro 1.5m. Le sollecitazioni sulla lunghezza di competenza in testa al cordolo risultano:

$$M_u = 3 \cdot 35.7 \cdot 2.4 / 4.5 = 57.15 \text{ kNm}$$

$$F_u = 3 \cdot 35.7 \cdot 2.47 / 4.5 = 57.15 \text{ kN}$$

In testa al muro si ha quindi

$$V_u = 57.15 / 2.2 = 26 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 57.15 / 2.2 = 26 \text{ kNm/m}$$

## 6.5 Azione sismica

Le strutture in esame risultano completamente interrato nel rilevato autostradale debitamente costipato. Per tale motivo, si ritiene che, in caso di sisma, queste non possano subire movimenti relativi rispetto al terreno e quindi non è stata condotta alcuna analisi sismica delle strutture. Tuttavia, le azioni sismiche sono state tenute in conto con riferimento alla spinta delle terre, analogamente a quanto si usa fare per le opere di sostegno.

### 6.5.1 Caratterizzazione sismica dei terreni

Con riferimento al sottosuolo nell'area di progetto, la caratterizzazione ai fini della valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata in fase di progettazione mediante indagini geofisiche in grado di stimare la distribuzione delle onde di taglio nei primi 30 m. Dalla Relazione geologico-geotecnica si evince che il sottosuolo è classificabile come di categoria B, ossia *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina)”*

Dato l'andamento clivometrico, la zona si classifica come categoria topografica T1, caratteristico per superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

Per le opere in progetto è stata fissata una vita utile  $V_N = 50$  anni e la Classe d'Uso IV ( $C_U = 2$ ). Il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta dunque essere:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \text{ anni}$$

Le opere in progetto ricadono nel comune di San Didero (TO), cui competono i seguenti parametri sismici con riferimento al periodo di riferimento individuato:

Parametri indipendenti		Parametri dipendenti	
STATO LIMITE	SLV	S	1.200
$a_g$	0.165 g	$\eta$	1.000
$F_0$	2.485	$T_B$	0.128 s
$T_C$	0.270 s	$T_C$	0.385 s
$S_S$	1.200	$T_D$	2.259 s
$C_C$	1.430		
$S_T$	1.000		
q	1.000		

Tabella 1 – Parametri azione sismica

Da questi parametri e dalla categoria di sottosuolo, è possibile ricavare il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  con la formula riportata nella tabella 3.2.V. Dalla categoria topografica e dalla posizione dell'opera si ricava invece il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ . I valori dei due coefficienti vengono di seguito riassunti per lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

	$S_S$	$S_T$
SLD	1.20	1.00
SLV	1.20	1.00

Tabella 2 – Coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica

### 6.5.2 Spinta sismica delle terre

Sulle pareti verticali delle strutture, completamente interrato, è stata considerata agente la sovrappinta sismica delle terre con il metodo pseudo statico, così come riportato al par. 7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008. In particolare, i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $K_h$  e verticali  $K_v$  vengono valutati secondo le relazioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

$\beta_m$  è un coefficiente dipendente dal valore dell'accelerazione orizzontale  $a_g$  e dalla tipologia di sottosuolo, pari a 1.00 trattandosi di elementi non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno;

$K_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$K_v$  è il coefficiente sismico in direzione verticale;

L'accelerazione massima viene valutata come:

$$\frac{a_{max}}{g} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove:

$S_S = 1.2$  tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;

$S_t = 1.0$  tiene conto dell'amplificazione topografica;

$\frac{a_g}{g} = 0.165$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito per lo SLV.

La valutazione della spinta in condizioni dinamiche viene effettuata con il metodo di Mononobe e Okabe:

per  $\beta \leq \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ 1 + \frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\sqrt{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per  $\beta > \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

dove:

$\varphi$  è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;

$\delta = 20^\circ$  è l'angolo di attrito terra-muro;

$\beta = 0^\circ$  è l'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

$\psi$  è l'inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interna del muro;

$\theta$  è l'angolo definito tale che  $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ ;

$k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale;

$k_v$  è il coefficiente sismico verticale.

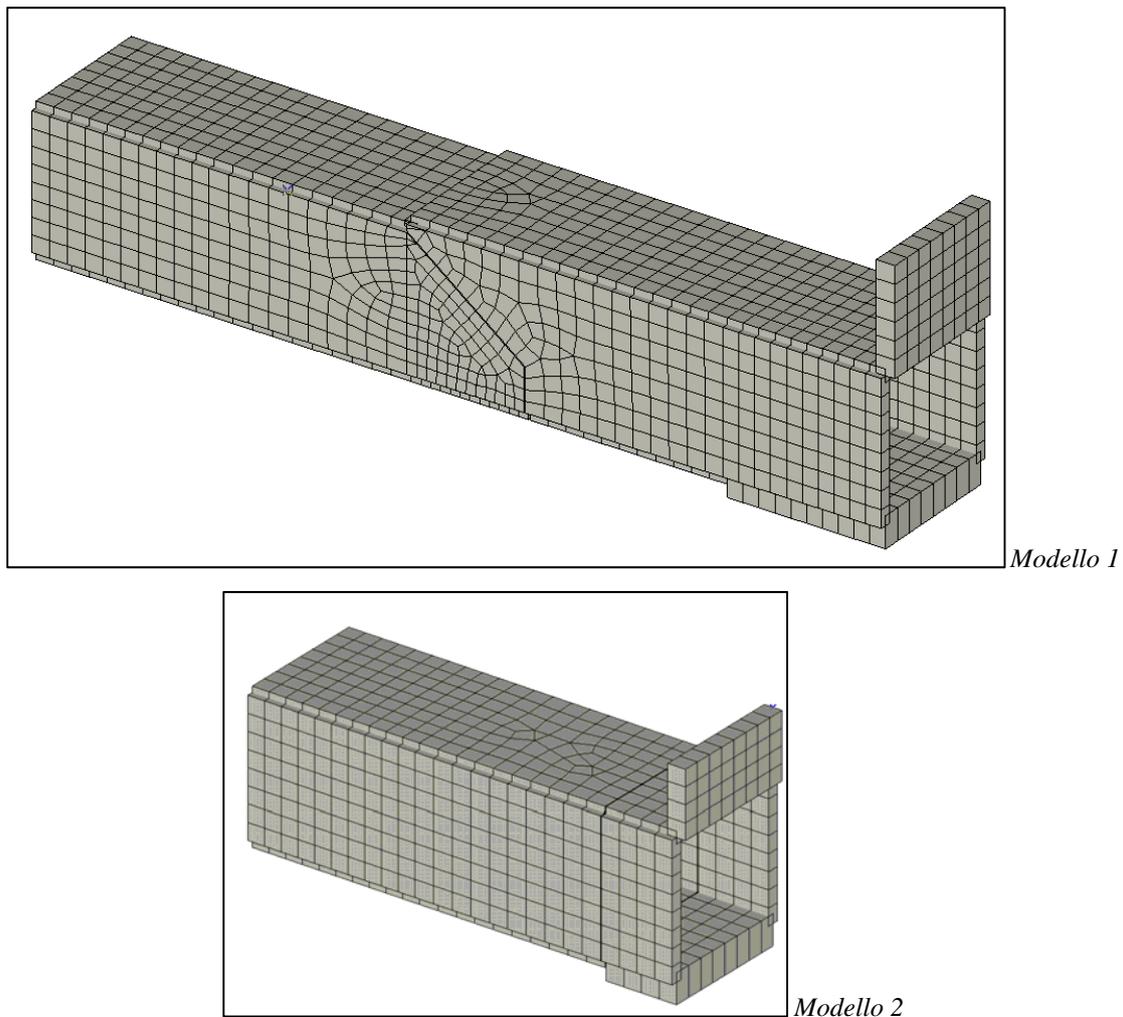
## 7. Analisi delle strutture

### 7.1 Premessa

Il progetto delle strutture in esame è stato affrontato con l'ausilio del software agli elementi finiti AXIS VM prodotto dalla InterCad e distribuito in Italia dalla StaData (Torino). I risultati ottenuti sono stati controllati successivamente con verifiche manuali sulla base di schemi di calcolo semplificati. Di seguito vengono illustrati i modelli di calcolo realizzati, nonché le condizioni elementari di carico e le combinazioni utilizzate nell'analisi delle due strutture. In allegato alla presente relazione vengono riportati i tabulati completi di input ed output.

### 7.2 Modello di calcolo

L'analisi delle strutture è stata realizzata mediante due modelli di calcolo, il primo relativo al massimo allungamento ed il secondo al minimo relativi al prolungamento dei tombini tipo T2 (n.121-122-125).



**Figura 4** – Allargamento massimo e minimo tombino Tipo 2– Vista assometrica modelli FEM

Tutte le membrature sono state modellate mediante elementi finiti shell (plate), dotati di rigidità sia nel piano dell'elemento che fuori. In particolare, la platea di fondazione è caratterizzata da tratti aventi spessore diverso: 0.30 m e 0.5m, mentre la soletta di copertura ed i setti verticali sono stati modellati con elementi di spessore 0.20 m. A tutti gli elementi sono state attribuite le caratteristiche fisiche (peso proprio) e meccaniche tipiche del calcestruzzo utilizzato:

*Calcestruzzo C 28/35 -  $R_{ck}$  35 MPa*

Peso specifico  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$   
Modulo di Young  $E_c = 32308 \text{ MPa}$ ;  
Modulo di Poisson  $\nu_c = 0.20$

Alle varie membrature sono state attribuiti i carichi secondo le condizioni elementari di seguito illustrate, mediante carichi uniformemente distribuiti sugli elementi bidimensionali e carichi variabili su elementi bidimensionali. Successivamente sono stati introdotti i vincoli alla struttura mediante molle elastiche in corrispondenza dei nodi appartenenti alla platea di fondazione. In particolare la rigidità verticale è stata stimata tenendo conto della tipologia di terreno sotto la fondazione così come descritto nella relazione geotecnica e della forma e dimensione della fondazione. In base a ciò, la rigidità verticale introdotta risulta pari:

$k_w = 21.5 \text{ N/cm}^3$ .

### 7.3 Condizioni elementari di carico

Le condizioni elementari di carico introdotte nel modello di calcolo sono:

Gruppo	Tipo gruppo	Descrizione
PP+P	<i>Permanente</i>	<i>Peso proprio elementi</i>
PP+P	<i>Permanente</i>	<i>Peso terreno copertura</i>
St_ST	<i>Permanente</i>	<i>Spinta laterale terreno_dx_M1-ST</i>
St_ST	<i>Permanente</i>	<i>Spinta laterale terreno_sx_M1-ST</i>
St_ST	<i>Permanente</i>	<i>Spinta laterale terreno_dx_M2-ST</i>
St_ST	<i>Permanente</i>	<i>Spinta laterale terreno_sx_M2-ST</i>
St_SISMA	<i>Permanente</i>	<i>Spinta laterale terreno_sx_M1-SS</i>
St_SISMA	<i>Permanente</i>	<i>Spinta laterale terreno_dx_M1-SS</i>
St_SISMA	<i>Permanente</i>	<i>Spinta laterale terreno_sx_M2-SS</i>
St_SISMA	<i>Permanente</i>	<i>Spinta laterale terreno_dx_M2-SS</i>
Q_UP	<i>variabile</i>	<i>Variabile stradale copertura</i>
SQ_SX_M1	<i>variabile</i>	<i>Spinta laterale variabile stradale-SX-M1</i>
SQ_SX_M2	<i>variabile</i>	<i>Spinta laterale variabile stradale-SX-M2</i>
URTO	<i>Eccezionale</i>	<i>Azione urto m+v (compreso il peso della ruota)</i>
Se+Sw	<i>Sisma</i>	<i>Inerzia muri sisma SX-M1</i>
Se+Sw	<i>Sisma</i>	<i>Spinta sismica terreno SX-M1</i>
Se+Sw	<i>Sisma</i>	<i>Inerzia muri sisma SX-M2</i>
Se+Sw	<i>Sisma</i>	<i>Spinta sismica terreno SX-M2</i>

**Tabella 3 – Casi di carico**

## 7.4 Combinazione delle azioni

Per la definizione delle azioni di calcolo agli Stati Limite Ultimi, a partire dalle condizioni di carico elementari, sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- *Combinazione fondamentale:*

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- *Combinazione sismica:*

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Per la definizione delle azioni di calcolo agli Stati Limite di Esercizio, le condizioni di carico elementari sono state cumulate in modo tale da risultare più sfavorevoli, mediante l'espressione:

- combinazioni caratteristiche rare:

$$F_d = G_1 + G_2 + \left[ Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \right]$$

- combinazioni frequenti:

$$F_d = G_1 + G_2 + \left[ \psi_{1i} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \right]$$

- combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

La combinazione di calcolo rara è stata utilizzata per la verifica dello stato limite di tensione in esercizio, la combinazione frequente e per le verifiche a fessurazione e la quasi permanente per la verifica a fessurazione e il controllo della deformabilità.

In seguito sono riportate le combinazioni di carico adottate:

	G1	G2UP	G2TDXM1	G2TSXM1	G2TDXM2	G2TSXM2	G2TSXM1	G2TDXM1	G2TSXM2	G2TDXM2	QUP	QSX_M1	QSX_M2	U	IMSXM1	ISSXM1	IMSXM2	ISSXM2	
Nome	STAT-STR STTL-STR STAT-GEO STAT-GEO SIS-STR SIS-STR SIS-GEO SIS-GEO														(Se+Sw)	(Se+Sw)	(Se+Sw)	(Se+Sw)	
1 A1_SLU_STR_1_ST	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0
2 A1_SLU_STR_2_ST	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
3 A1_SLV_STR_1_SS	1	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0
4 SLE_RARA_1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
5 SLE_RARA_2	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
6 SLE_FREQ_1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0
7 SLE_FREQ_2	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0.75	0	0	0	0	0	0
8 SLE_QP_1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9 A2_GEO_1_ST	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1.15	0	0	0	0	0	0	0
10 A2_GEO_2_ST	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1.15	0	1.15	0	0	0	0	0
11 A2_GEO_2_SS	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1
12 SLU_ECC_1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
13 SLU_ECC_2	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0

Tabella 4 – Combinazioni di carico

## 8. Criteri di verifica agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio

### 8.1 Stato Limite Ultimo (SLU)

#### 8.1.1 Verifica a flessione e pressoflessione

La verifica a flessione, condotta per la platea di fondazione e per la soletta di copertura, consiste nell'assicurare che in ogni sezione il momento resistente risulti superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

Con riferimento alla sezione presso-inflessa delle pareti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

#### 8.1.2 Verifica a taglio per sezioni in c.a.

Per elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 ;$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} ;$$

dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)}$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$  è la tensione media di compressione della sezione;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

## 8.2 Stato Limite di Esercizio (SLE)

### 8.2.1 Verifica tensioni esercizio

In accordo al par. 4.1.2.2.5 del D.M. 14/01/2008, si individuano i seguenti limiti per le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio calcolate in combinazione caratteristica e quasi permanente.

$$\sigma_c < 0.6 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (Rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione limite nell'acciaio in condizioni d'esercizio è pari a:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

### 8.2.2 Verifica di fessurazione

In accordo al par. 4.1.2.2.4 del D.M. 14/01/2008, si distinguono i seguenti stati limite di fessurazione:

- Stato limite di decompressione;
- Stato limite di formazione delle fessure;
- Stato limite di apertura delle fessure.

Per le strutture in esame è stato verificato lo stato limite di apertura delle fessure, nel quale, in base alle combinazioni considerate il valore limite della fessura calcolato  $w$  deve risultare inferiore dei seguenti limiti:

- Comb. quasi permanente  $w \leq w_2 = 0.3mm$
- Comb. Frequente  $w \leq w_3 = 0.4mm$

## 9. Criteri di calcolo geotecnico

### 9.1 Premessa

In generale, per ogni stato limite deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed  $R_d$  l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

A seconda dell'approccio perseguito, sarà necessario applicare dei coefficienti di sicurezza o amplificativi, a secondo si tratti del calcolo delle caratteristiche di resistenza o delle azioni agenti.

In particolare, in funzione del tipo di verifica da eseguire, avremo, per le azioni derivanti da carichi gravitazionali, i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	$\gamma_{G1}$	0.9÷1.1	1.0÷1.3	1.0
Perm. non strutturali	$\gamma_{G2}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3

*Tabella 5 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni sotto riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza $\varphi'$	$\tan \gamma'_K$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_K$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$C_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

*Tabella 6 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Per quanto riguarda le fondazioni superficiali, la definizione dei coefficienti di resistenza R in relazione all'approccio e alla combinazione considerati, fa riferimento alla tabella seguente.

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

**Tabella 7** – Coeff. parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

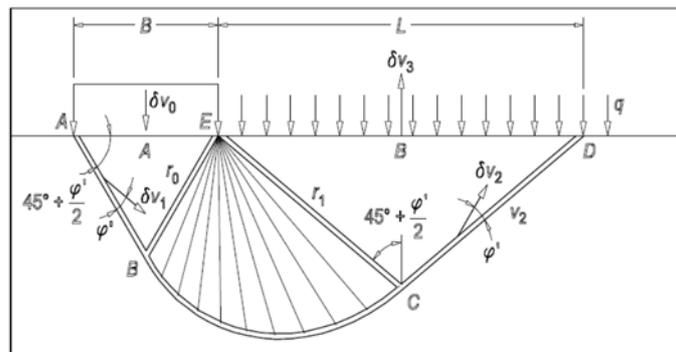
Le verifiche sulle fondazioni dei tombini sono state condotte nei confronti dei seguenti stati limite e con gli approcci metodologici di fianco riportati.

- SLU di tipo Geotecnico (GEO) – Approccio 1  
     Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno      **A2+M2+R2**
- SLU di tipo Strutturale (STR) – Approccio 1  
     Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali      **A1+M1+R1**

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, esse sono effettuate considerando, per i diversi stati limite, i coefficienti amplificativi delle azioni (A) di valore unitario, come indicato al punto C7.11.5.3.1 delle *Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008*.

## 9.2 Verifica a capacità portante della fondazione (GEO)

Il calcolo della capacità portante è eseguito utilizzando i metodi di routine della Meccanica dei terreni. In particolare si utilizzerà il metodo di Brinch- Hansen , che prevede l'utilizzo del seguente cinematismo di collasso della fondazione.



**Figura 5** – Modello calcolo capacità portante

Con il precedente cinematismo la capacità portante della fondazione è ottenuta dalla seguente formula

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

I coefficienti ivi riportati hanno, tra l'altro anche la funzione di passare dalle condizioni di deformazione piana dello schema teorico base a quello di strutture tridimensionali. Le espressioni dei vari coefficienti sono di seguito riportate.

Coefficienti di capacità portante

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}\phi'_d}{1 - \text{sen}\phi'_d} e^{\pi \tan\phi'_d}$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan\phi'_d$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\alpha\phi'_d$$

Coefficienti di profondità

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan\phi'_d (1 - \text{sen}\phi'_d)^2 \quad \text{se } D \leq B$$

$$d_q = 1 + 2 \tan\phi'_d (1 - \text{sen}\phi'_d) a \tan(D/B) \quad \text{se } D > B$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan\phi'_d}$$

$$d_\gamma = 1$$

Coefficienti di forma

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B \tan\phi'_d}{L (1 - \text{sen}\phi'_d)}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B \tan\phi'_d}{L (1 - \text{sen}\phi'_d)}$$

Coefficienti di inclinazione del carico

$$i_q = \left[ 1 - \frac{V_d}{N_d + BLc_d \cot\phi'_d} \right]^m \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\phi'_d}$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{V_d}{N_d + BLc_d \cot\phi'_d} \right]^{m+1} \quad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa

$$b_q = (1 - \alpha \tan\phi'_d)^2$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan\phi'_d}$$

coefficienti di inclinazione del piano campagna

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'_d}$$

## 10. Verifiche strutturali

### 10.1 Premessa

Di seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite Ultimi ed esercizio relativi agli elementi strutturali costituenti il tombino scatolare. Le sollecitazioni riportate sono tutte riferite ad unità di lunghezza, analogamente per le verifiche.

### 10.2 Platea di fondazione (sp.=0.30-0.5m)

La platea di fondazione del tombino 121 presenta un primo tratto di spessore 30 cm mentre il tratto in corrispondenza dei muri presenta lo stesso spessore dei medesimi e quindi 50 cm.

L'armatura adottata è la seguente:

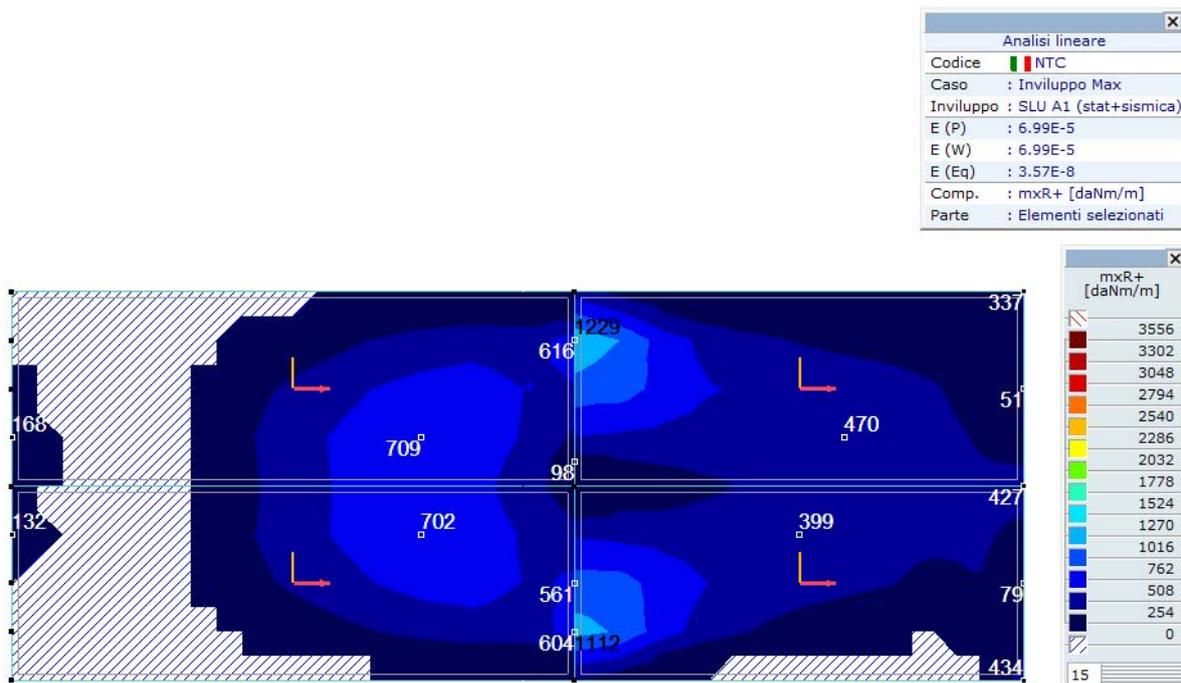
Φ12/20 superiore e inferiore in direzione longitudinale (Asse x)

Φ16/20 cm superiore e inferiore in direzione trasversale (Asse y)

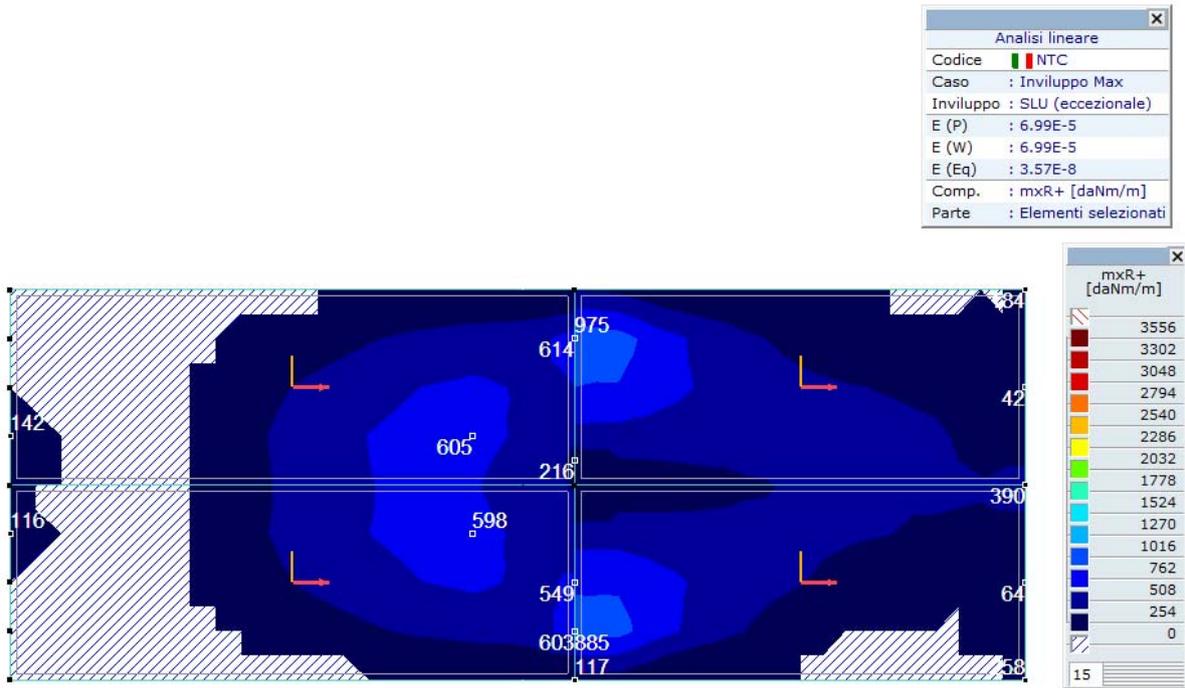
Sono riportati i diagrammi per le combinazioni fondamentali, sismiche e eccezionale. Essendo la platea armata allo stesso modo sia superiormente che inferiormente, per la verifica si fa riferimento al valore massimo (in senso assoluto) del momento per la combinazione più gravosa.

- **Andamento momenti Mx *modello 1***

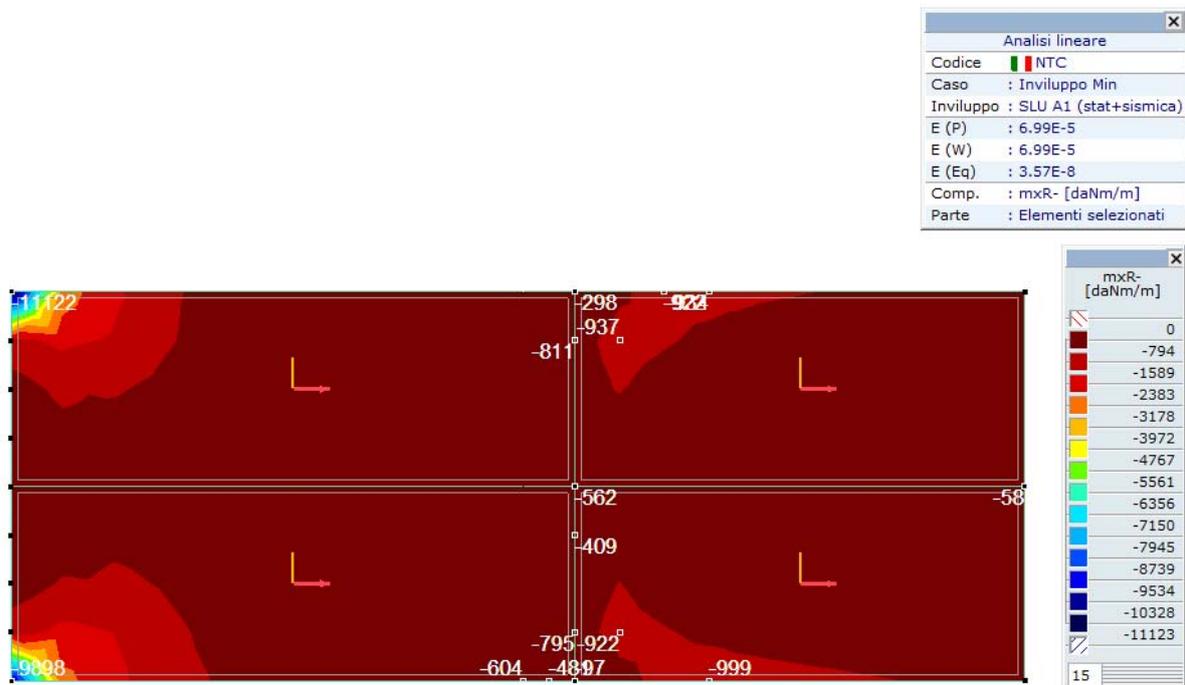
#### Sollecitazioni SLU



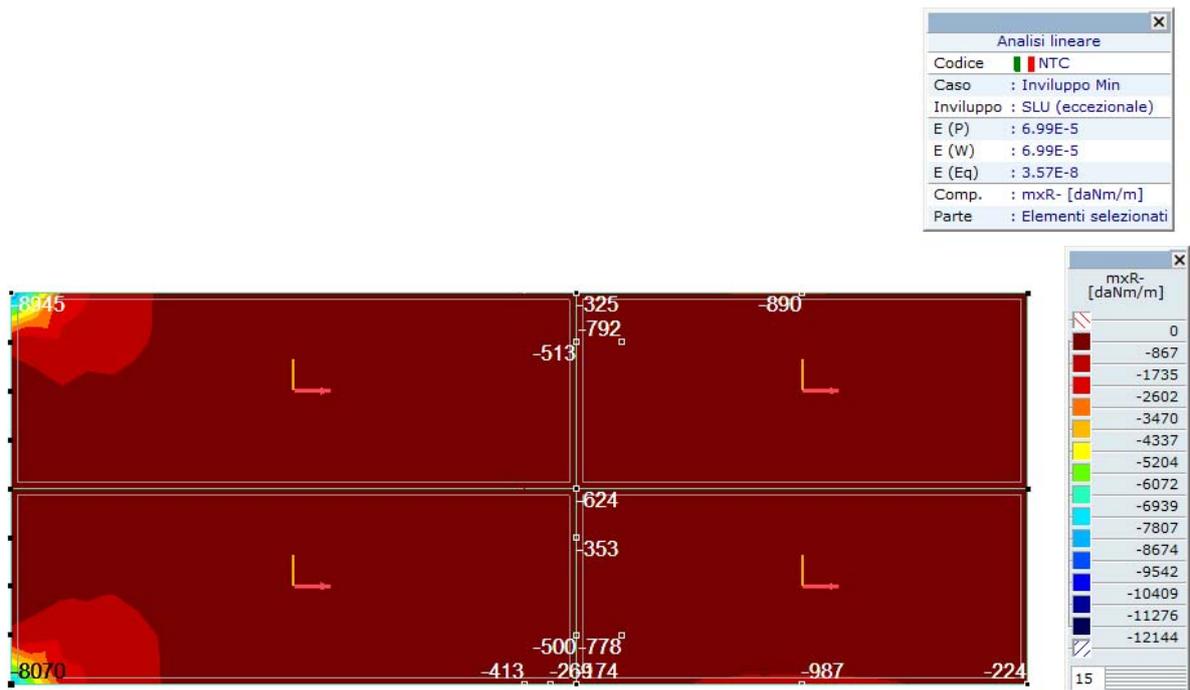
Mx+ (involuppo combinazione statica e sismica)



Mx+ (involuppo combinazione eccezionale)



Mx- (involuppo combinazione statica e sismica)



Mx- (inviluppo combinazione eccezionale)

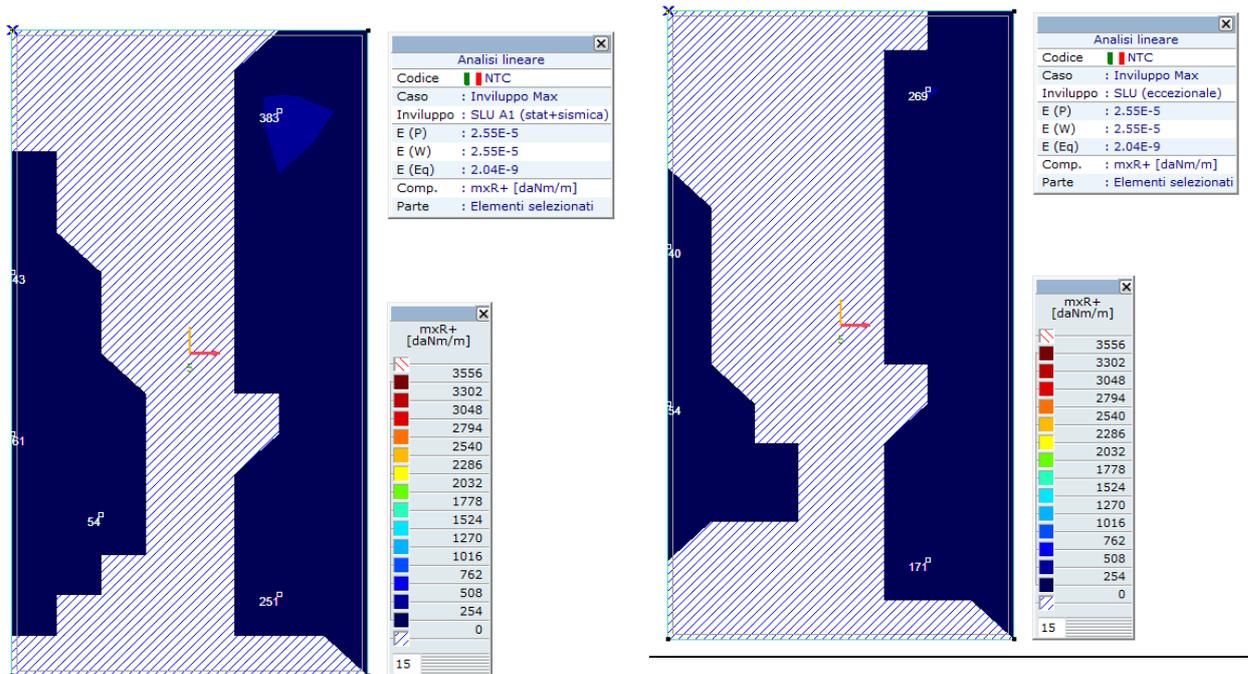
Figura 6 – Diagrammi dei momenti Mx – modello 1

I valori massimi sono concentrati nelle zone di attacco con la parte esistente. Integrando lungo una lunghezza di circa 30 cm si ha

$$M_{x,max,slu} = 17.50 \text{ kgm (spessore fondazione= 30 cm)}$$

- Andamento momenti Mx *modello 2*

Sollecitazioni SLU



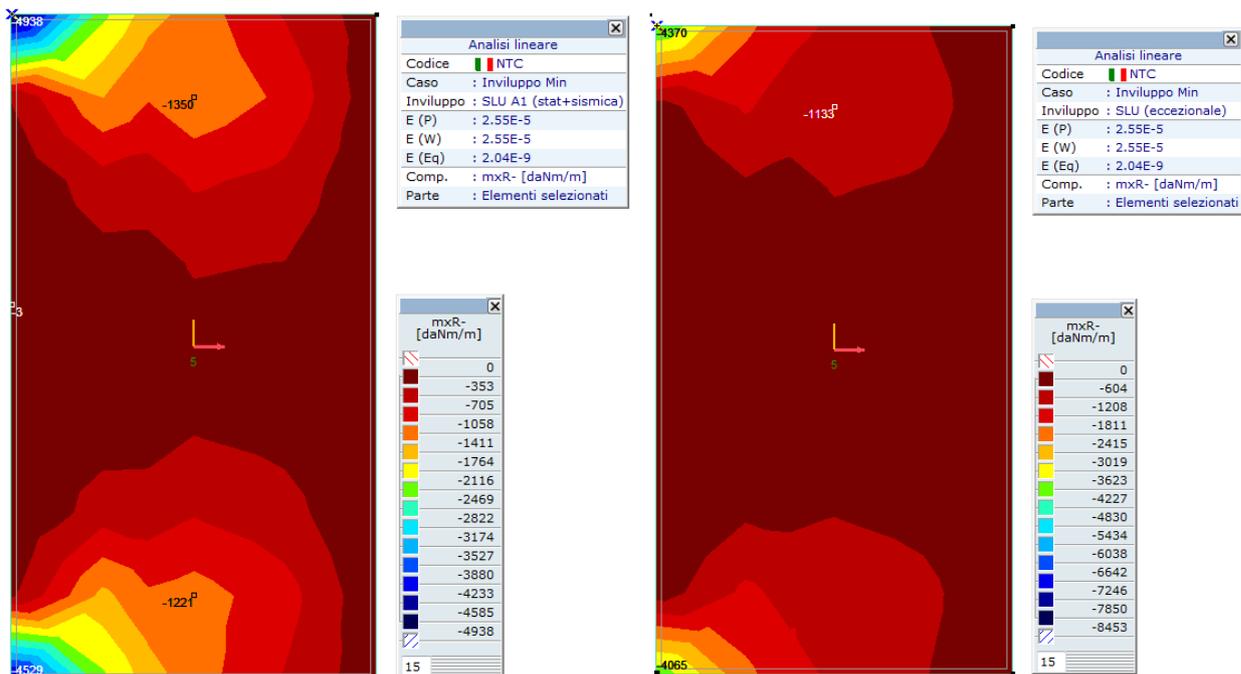


Figura 7 – Diagrammi dei momenti Mx – modello 2

Il momento di verifica in combinazione ultima (involuppo SLU e SLV) integrando lungo una lunghezza di circa 30 cm si ha

$$M_{x\max} = 26.60 \text{ kNm (spessore fondazione= 50 cm)}$$

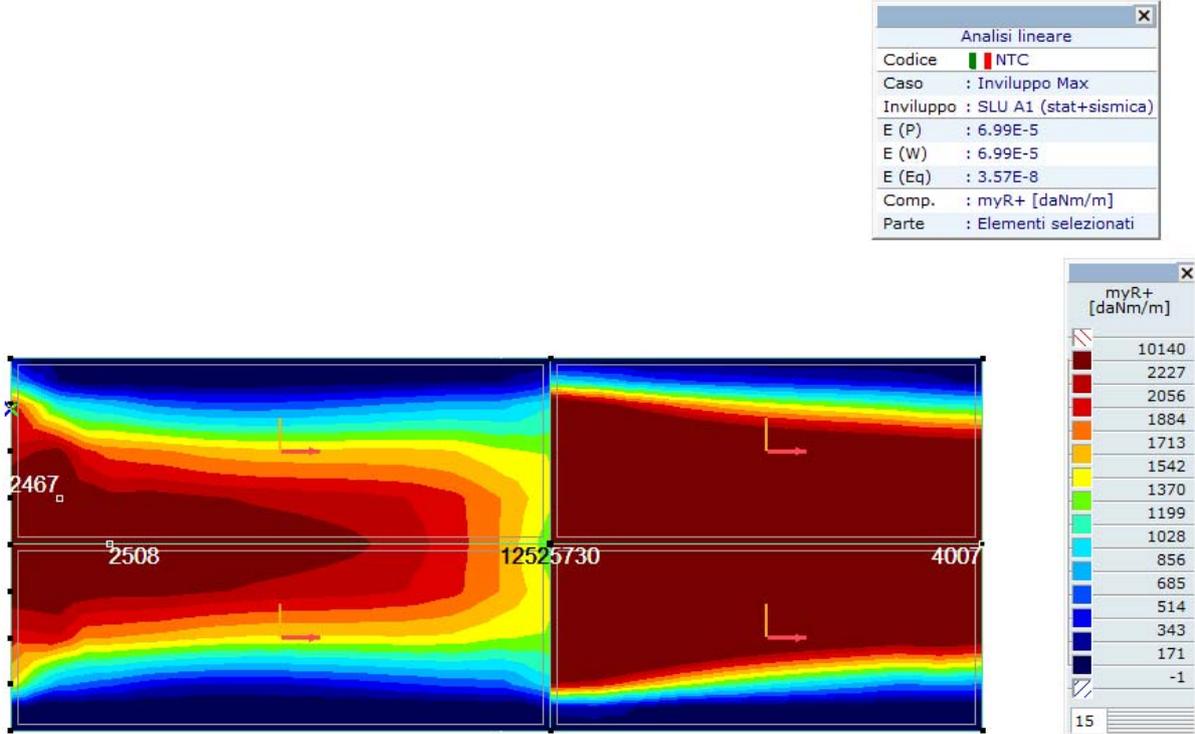
Si riportano le verifiche delle due sezioni della fondazione di spessore variabile. L'armatura adoperata è costituita da 1Φ12/20 superiori e 1Φ12/20 inferiori.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE				SEZIONE	<i>Platea dir. X</i>
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>				h=50cm	
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
R <sub>ck</sub>	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
g <sub>c</sub>	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
a <sub>cc</sub>	0.85	Fattore di durata carico			
f <sub>cd</sub>	165 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
f <sub>yk</sub>	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
g <sub>s</sub>	1.15	Coeff. sicurezza acciaio			
f <sub>yd</sub>	3913 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	30 cm	Base			
h	50 cm	Altezza			
c	5 cm	Copriferro			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	2	12	2.26	zona compressa
2				0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5	0.0	0	0	0.00	
6	45.0	2	12	2.26	zona tesa
<b>VERIFICA SLU</b>				Asse neutro SLU	
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente		x <sub>SLU</sub>	3.69 cm
y <sub>NEd</sub>	25 cm	Eccentricità sforzo normale			
M <sub>Ed,SLU</sub>	2660 kg m	Momento flettente agente			
M <sub>Rd</sub>	4049 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	0.66	?	1
<b>VERIFICATO</b>					
<b>VERIFICA SLE</b>				Coeff. Omogenizzazione	
M <sub>Ed,car</sub>	1970 kgm			n	15
M <sub>Ed,freq</sub>	1806 kgm			Asse neutro SLE	
M <sub>Ed,qp</sub>	1320 kgm			x <sub>SLE</sub>	8.61 cm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>					
σ <sub>c,car</sub>	32.8 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	174.3 kg/cm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>	
σ <sub>s,max,car</sub>	2078 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>		
σ <sub>c,qp</sub>	22.0 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	130.7 kg/cm <sup>2</sup>		
σ <sub>s,max,qp</sub>	1392 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>		
<b>Verifica fessurazione</b>					
σ <sub>s,max,freq</sub>	1905 kg/cm <sup>2</sup>			<b>VERIFICATO</b>	
σ <sub>s,max,qp</sub>	1392 kg/cm <sup>2</sup>				
w <sub>freq</sub>	0.265 mm	w <sub>lim</sub>	0.4 mm		
w <sub>qp</sub>	0.194 mm	w <sub>lim</sub>	0.3 mm		

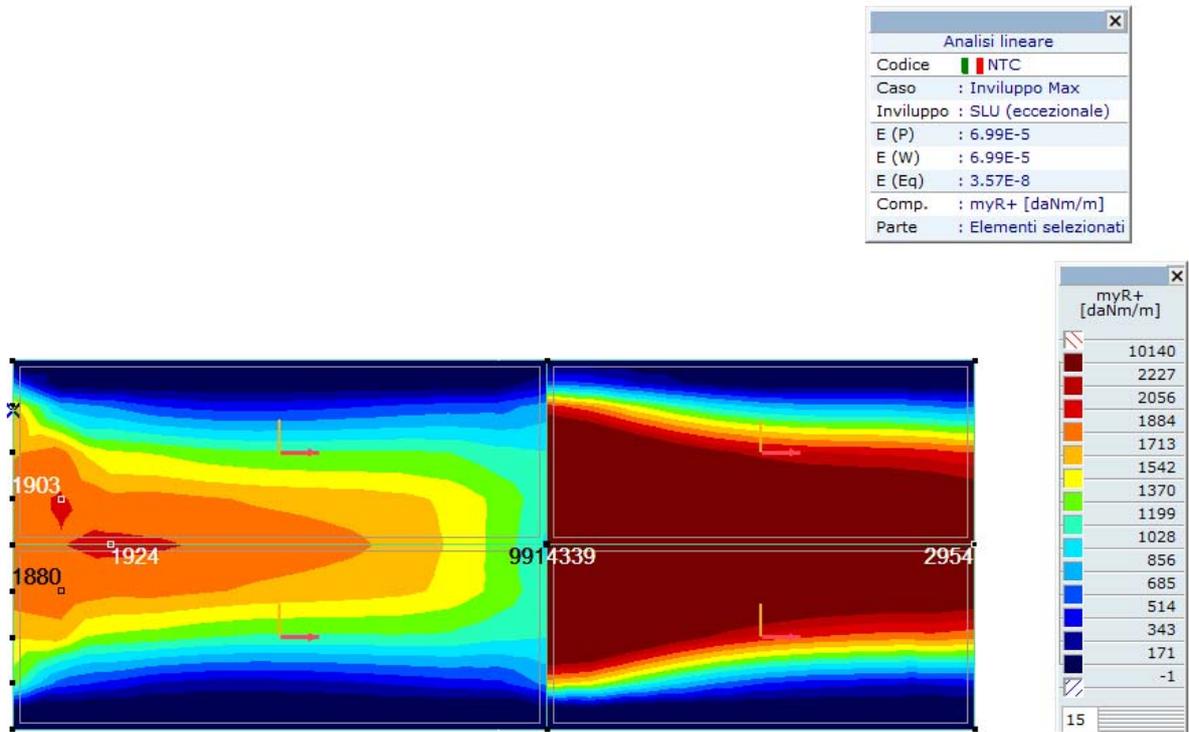
VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE				SEZIONE	<i>Platea dir. X</i>
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>				h=30cm	
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
R <sub>ck</sub>	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
g <sub>c</sub>	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
a <sub>cc</sub>	0.85	Fattore di durata carico			
f <sub>cd</sub>	165 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
f <sub>yk</sub>	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
g <sub>s</sub>	1.15	Coeff. sicurezza acciaio			
f <sub>yd</sub>	3913 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	30 cm	Base			
h	30 cm	Altezza			
c	5 cm	Copriferro			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	2	12	2.26	zona compressa
2				0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5	0.0	0	0	0.00	
6	25.0	2	12	2.26	zona tesa
<b>VERIFICA SLU</b>				Asse neutro SLU	
N <sub>ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente		x <sub>SLU</sub>	3.69 cm
Y <sub>Ned</sub>	15 cm	Eccentricità sforzo normale			
M <sub>Ed,SLU</sub>	1750 kg m	Momento flettente agente			
M <sub>Rd</sub>	2280 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	0.77	?	<b>VERIFICATO</b>
<b>VERIFICA SLE</b>				Coeff. Omogenizzazione	
M <sub>Ed,car</sub>	1300 kgm			n	15
M <sub>Ed,freq</sub>	1200 kgm			Asse neutro SLE	
M <sub>Ed,qp</sub>	870 kgm			x <sub>SLE</sub>	6.28 cm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>					
σ <sub>c,car</sub>	56.6 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	174.3 kg/cm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>	
σ <sub>s,max,car</sub>	2531 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>	
σ <sub>c,qp</sub>	37.9 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	130.7 kg/cm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>	
σ <sub>s,max,qp</sub>	1694 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>	
<b>Verifica fessurazione</b>					
σ <sub>s,max,freq</sub>	2336 kg/cm <sup>2</sup>				
σ <sub>s,max,qp</sub>	1694 kg/cm <sup>2</sup>				
w <sub>freq</sub>	0.243 mm	w <sub>lim</sub>	0.4 mm	<b>VERIFICATO</b>	
w <sub>qp</sub>	0.176 mm	w <sub>lim</sub>	0.3 mm	<b>VERIFICATO</b>	

## Andamento momenti $M_y$ modello 1

### Sollecitazioni SLU



My+ (inviluppo combinazione statica e sismica)



My+ (inviluppo combinazione eccezionale)

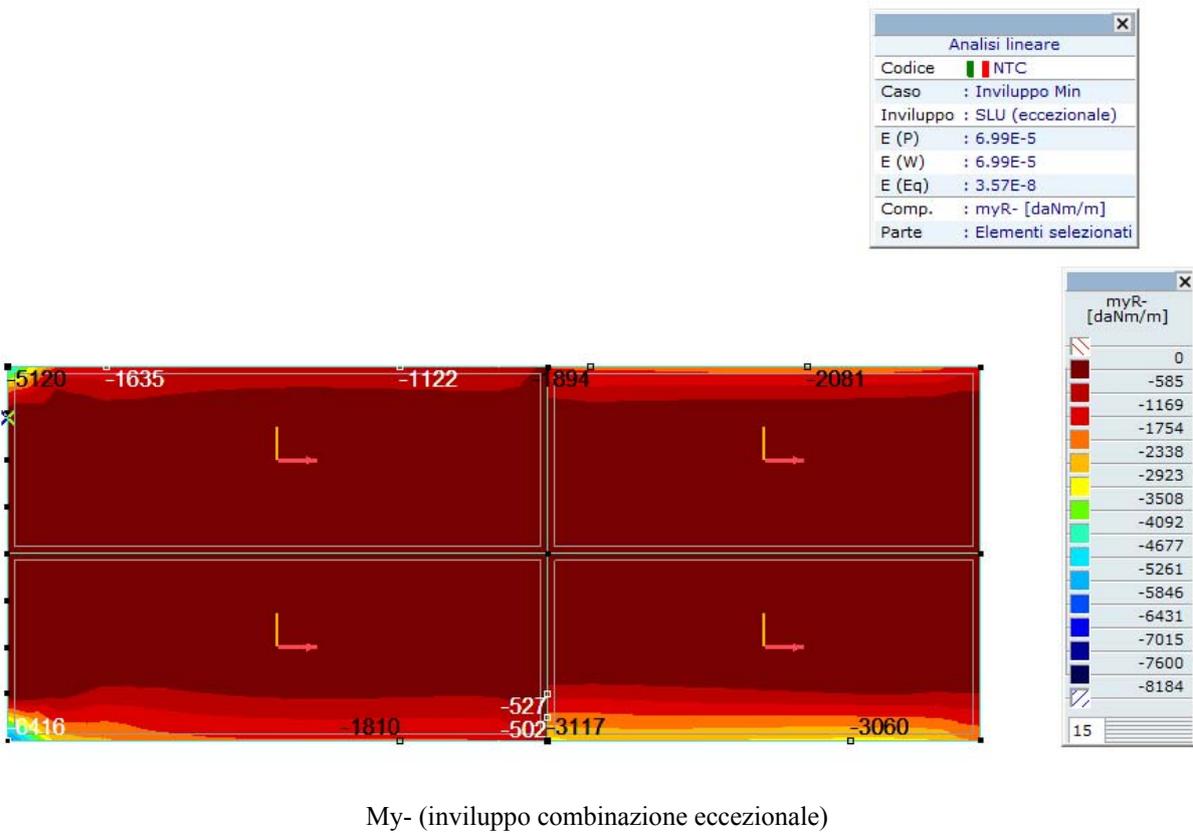
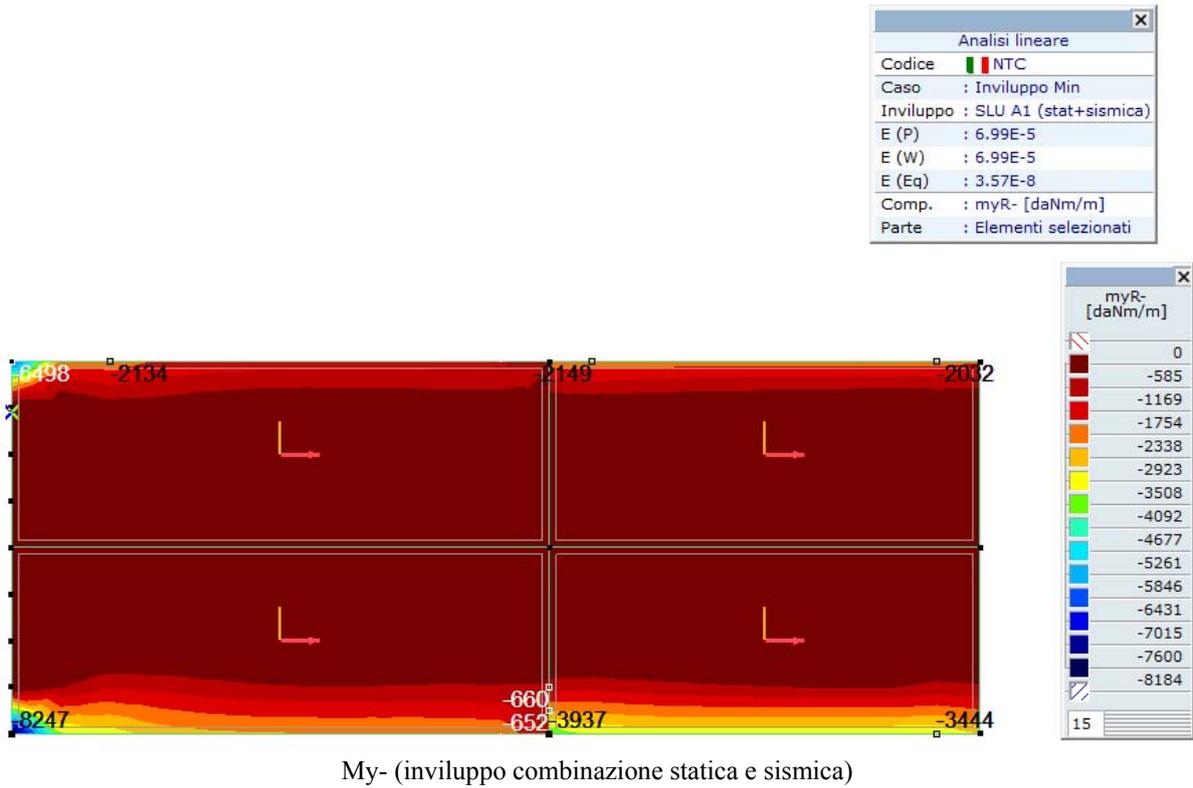


Figura 8 – Diagramma dei momenti My –modello 1

I valori massimi sono:

- Spessore 50 cm

$$M^+_{y,max} = 5730 \text{ kgm/ml}$$

$$M^-_{y,max} = 3940 \text{ kgm/ml}$$

- Spessore 30 cm

$$M^+_{y,max} = 2508 \text{ kgm/ml}$$

$$M^-_{y,max} = 4500 \text{ kgm/ml (valutato considerando un valore medio nel tratto più sollecitato)}$$

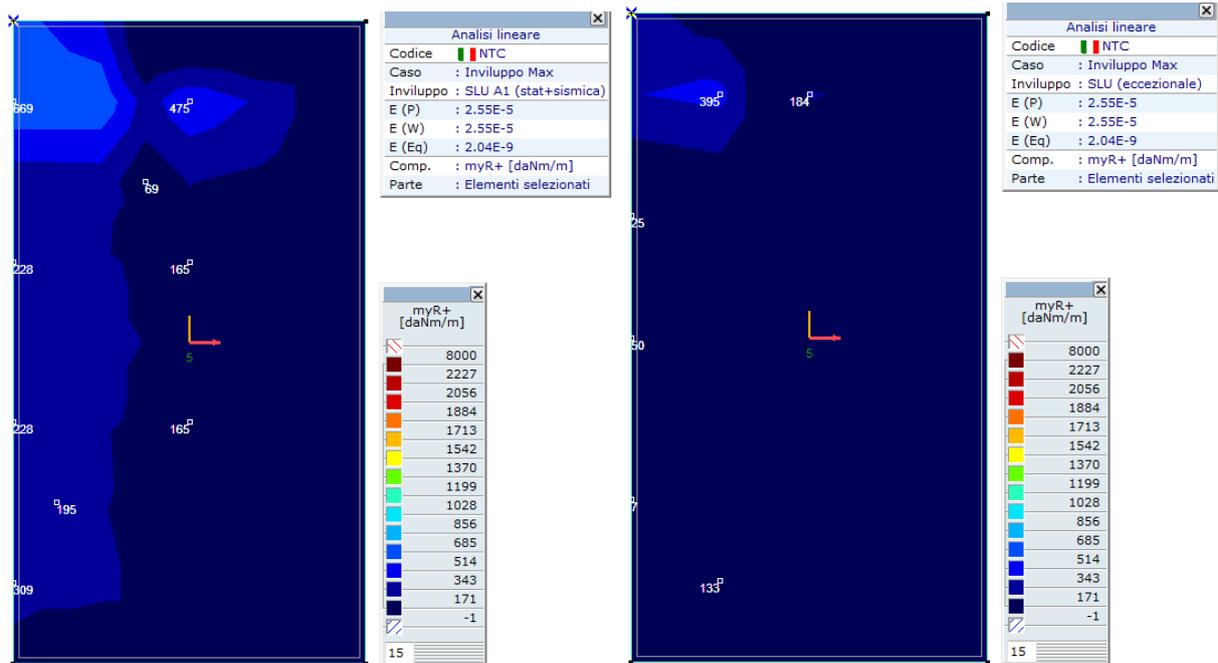
Il momento di verifica in combinazione ultima (inviluppo SLU e SLV)

$M_{max} = 45.00 \text{ kNm}$  considerando la sezione di verifica 100x30 cm

$M_{max} = 57.30 \text{ kNm}$  considerando la sezione di verifica 100x50 cm

- **Andamento momenti  $M_y$  *modello 2***

Sollecitazioni SLU



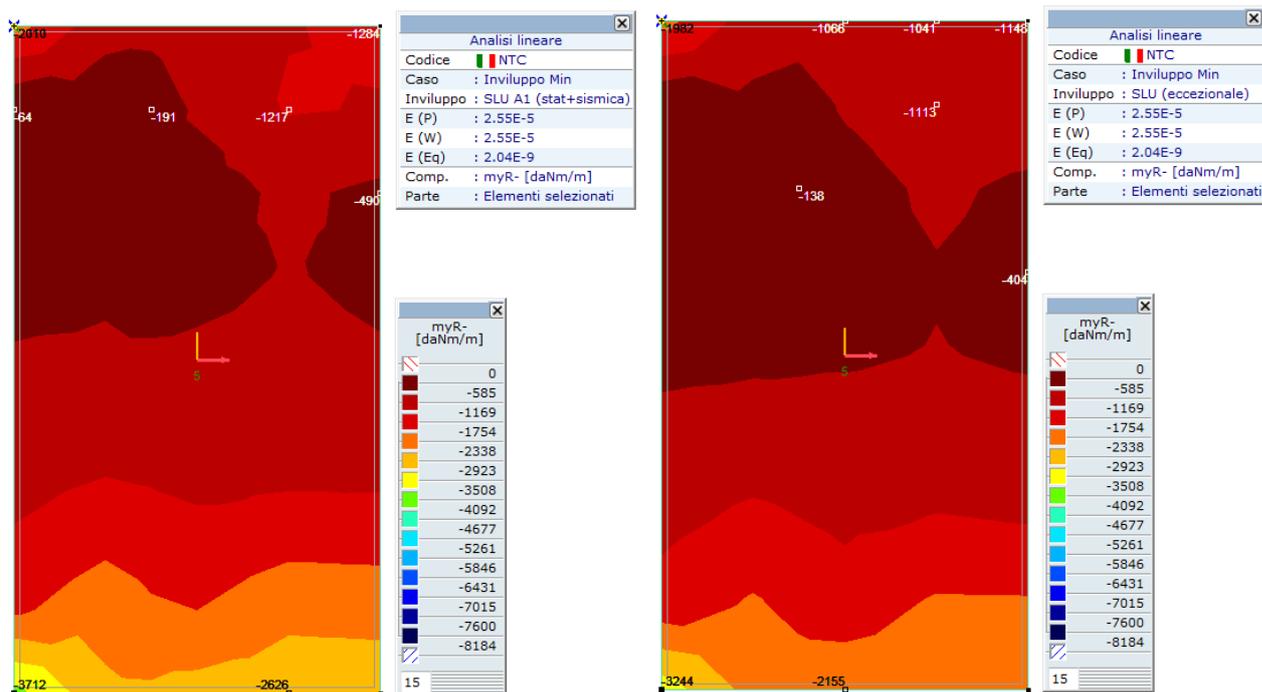


Figura 9– Diagramma dei momenti  $M_y$  –modello 2

I valori massimi sono:

$$M^+_{y,max} = 670 \text{ kgm/ml}$$

$$M^-_{y,max} = 3000 \text{ kgm/ml}$$

Il momento di verifica in combinazione ultima (inviluppo SLU e SLV)

$$M_{max} = 30.00 \text{ kNm sulla sezione } 100 \times 50 \text{ cm}$$

Si riportano le verifiche con riferimento alla configurazione peggiore tra le due modellazioni. L'armatura adoperata è costituita da  $1\Phi 16/20$  superiori e inferiori.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE PRESSOFLESSIONE RETTA		SEZIONE <b>Platea y</b> h=30cm	
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009			
<b>Calcestruzzo</b>			
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)	
R <sub>ck</sub> =	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione	
g <sub>c</sub> =	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo	
a <sub>cc</sub> =	0.85	Fattore di durata carico	
f <sub>cd</sub> =	165 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione	
<b>Acciaio</b>			
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)	
f <sub>yk</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento	
g <sub>s</sub> =	1.15	Coeff. sicurezza acciaio	
f <sub>yd</sub> =	3913 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto	
<b>Sezione</b>			
b	100 cm	Base	
h	30 cm	Altezza	
c	5 cm	Copriferro	
<b>Armature</b>			
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>
	[cm]	[-]	[mm]
1	5.0	5	16
2			
3			
4			
5			
6	25.0	5	16
<b>VERIFICA SLU</b>		Asse neutro SLU	
N <sub>ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente	x <sub>SLU</sub> 4.12 cm
y <sub>NEd</sub>	15 cm	Eccentricità sforzo normale	
M <sub>Ed,SLU</sub>	4500 kg m	Momento flettente agente	
M <sub>Rd</sub>	9671 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> = 0.47	VERIFICATO
<b>VERIFICA SLE</b>		Coeff. Omogenizzazione	
M <sub>Ed,car</sub>	3350 kgm	n	15
M <sub>Ed,freq</sub>	3130 kgm	Asse neutro SLE	
M <sub>Ed,qp</sub>	2485 kgm	x <sub>SLE</sub> 6.96 cm	
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>			
σ <sub>c,car</sub>	38.3 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	174.3 kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>smax,car</sub>	1488 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>slim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>c,qp</sub>	28.4 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	130.7 kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>smax,qp</sub>	1104 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>slim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Verifica fessurazione</b>			
σ <sub>smax,freq</sub>	1391 kg/cm <sup>2</sup>		
σ <sub>smax,qp</sub>	1104 kg/cm <sup>2</sup>		
w <sub>freq</sub>	0.139 mm	w <sub>lim</sub> =	0.4 mm
w <sub>qp</sub>	0.111 mm	w <sub>lim</sub> =	0.3 mm

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <i>Platea y</i>		
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>		<u>h=50cm</u>		
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009				
<b>Calcestruzzo</b>				
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)		
R <sub>ck</sub> =	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione		
g <sub>c</sub> =	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo		
a <sub>cc</sub> =	0.85	Fattore di durata carico		
f <sub>cd</sub> =	165 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione		
<b>Acciaio</b>				
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)		
f <sub>yk</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento		
g <sub>s</sub> =	1.15	Coeff. sicurezza acciaio		
f <sub>yd</sub> =	3913 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto		
<b>Sezione</b>				
b	100 cm	Base		
h	50 cm	Altezza		
c	5 cm	Copriferro		
<b>Armature</b>				
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	
			<b>A</b>	
			[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	5	16	10.05
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6	45.0	5	16	10.05
<b>VERIFICA SLU</b>				
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente	Asse neutro SLU	
y <sub>NEd</sub>	25 cm	Eccentricità sforzo normale	x <sub>SLU</sub> 4.12 cm	
M <sub>Ed,SLU</sub>	5730 kg m	Momento flettente agente		
M <sub>Rd</sub>	17536 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> = 0.33 > 1	<b>VERIFICATO</b>	
<b>VERIFICA SLE</b>				
M <sub>Ed,car</sub>	4245 kgm	Coeff. Omogenizzazione	n 15	
M <sub>Ed,freq</sub>	3730 kgm	Asse neutro SLE		
M <sub>Ed,qp</sub>	2170 kgm	x <sub>SLE</sub> 9.63 cm		
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>				
σ <sub>c,car</sub>	18.4 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	174.3 kg/cm <sup>2</sup>	
σ <sub>s,max,car</sub>	1016 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	
σ <sub>c,qp</sub>	9.4 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	130.7 kg/cm <sup>2</sup>	
σ <sub>s,max,qp</sub>	519 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	
<b>Verifica fessurazione</b>				
σ <sub>s,max,freq</sub>	893 kg/cm <sup>2</sup>			
σ <sub>s,max,qp</sub>	519 kg/cm <sup>2</sup>			
w <sub>freq</sub>	0.123 mm	w <sub>lim</sub> =	0.4 mm	
w <sub>qp</sub>	0.071 mm	w <sub>lim</sub> =	0.3 mm	

### 10.3 Soletta di copertura (sp.=0.20m)

L'armatura adottata è la seguente:

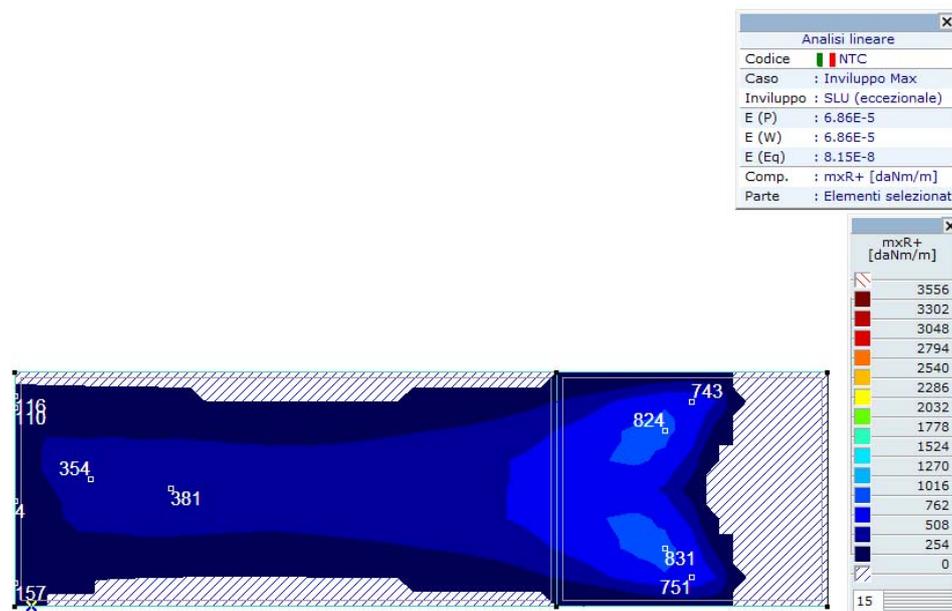
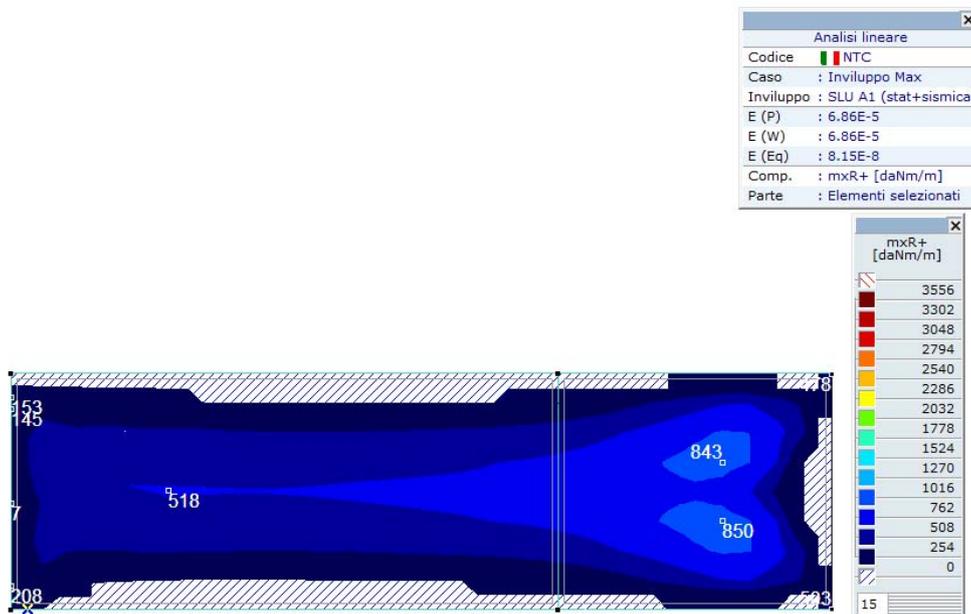
Φ14/20 cm superiore e inferiore in direzione longitudinale (asse x) nel primo tratto

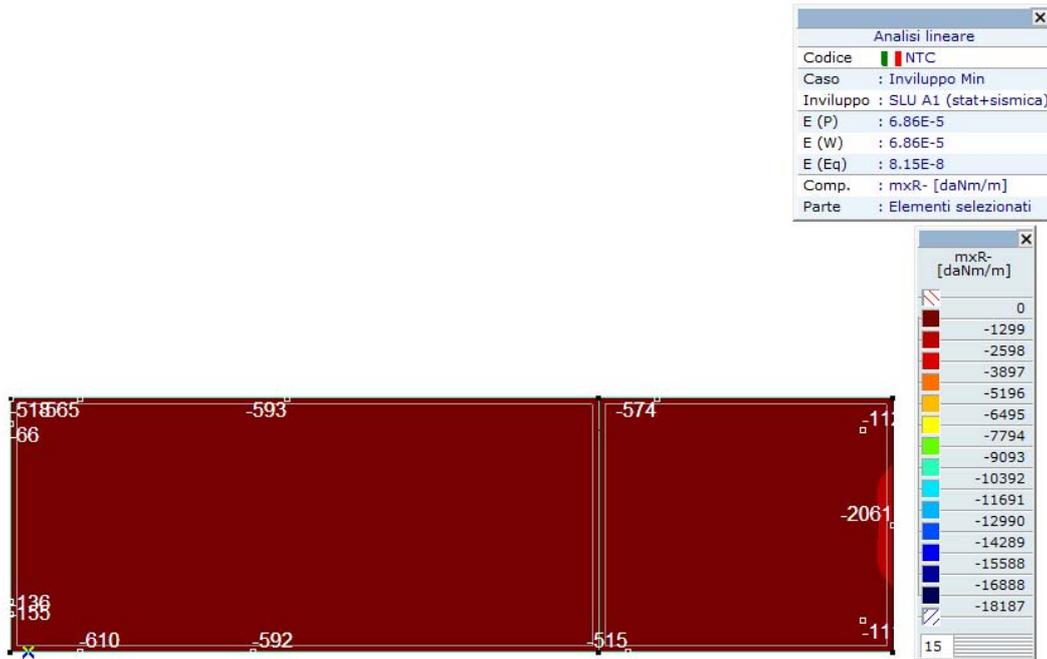
Φ16/20 cm superiore e inferiore in direzione trasversale (asse y)

Essendo la soletta armata allo stesso modo sia superiormente che inferiormente, per la verifica si fa riferimento al valore massimo (in senso assoluto) del momento.

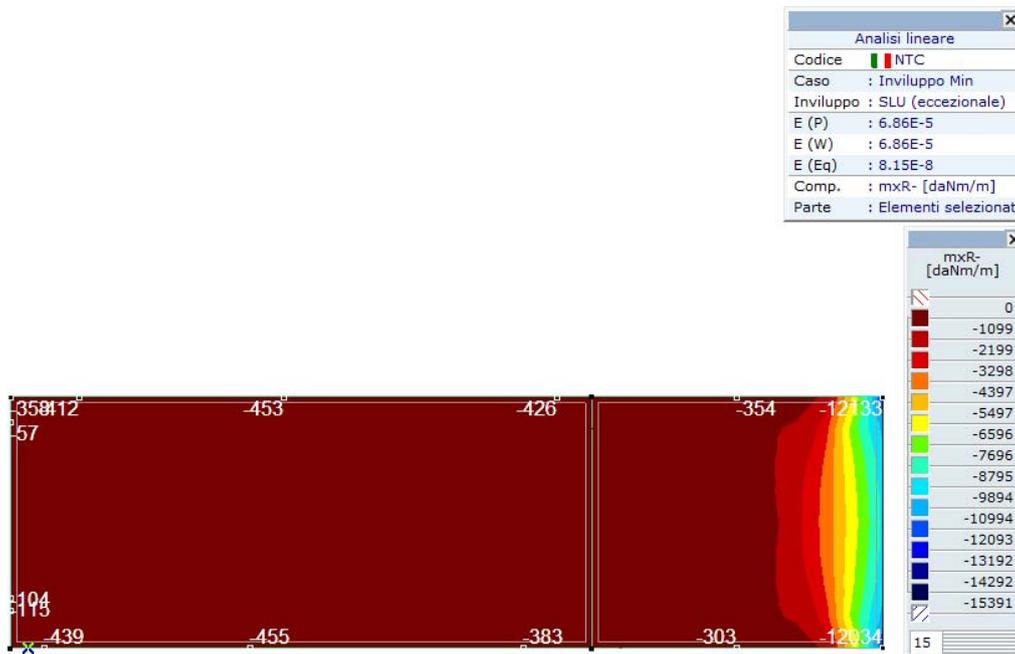
- **Andamento momenti  $M_x$  \_modello 1**

#### Sollecitazioni SLU





Mx- (inviluppo combinazione statica e sismica)



Mx- (inviluppo combinazione eccezionale)

Figura 10 – Diagramma dei momenti Mx comb. SLU – modello 1

Nella zona di estremità della soletta nella combinazione eccezionale si riscontrano dei picchi di sollecitazioni derivanti dall'urto. La soletta è tensoinflessa.

$$M_{x,max}^- = 98.75 \text{ kNm/ml (superiore)}$$

$$N_{x,max}^+ = 86.15 \text{ kN/ml}$$

I valori sono mediati lungo una sezione trasversale del tombino.

Nelle rimanenti zone il momento di verifica in combinazione ultima (involuppo SLU e SLV) è  $M_{x,max} = 8.50 \text{ kNm/ml}$  (superiore/inferiore)

• **Andamento momenti Mx modello 2**

Sollecitazioni SLU

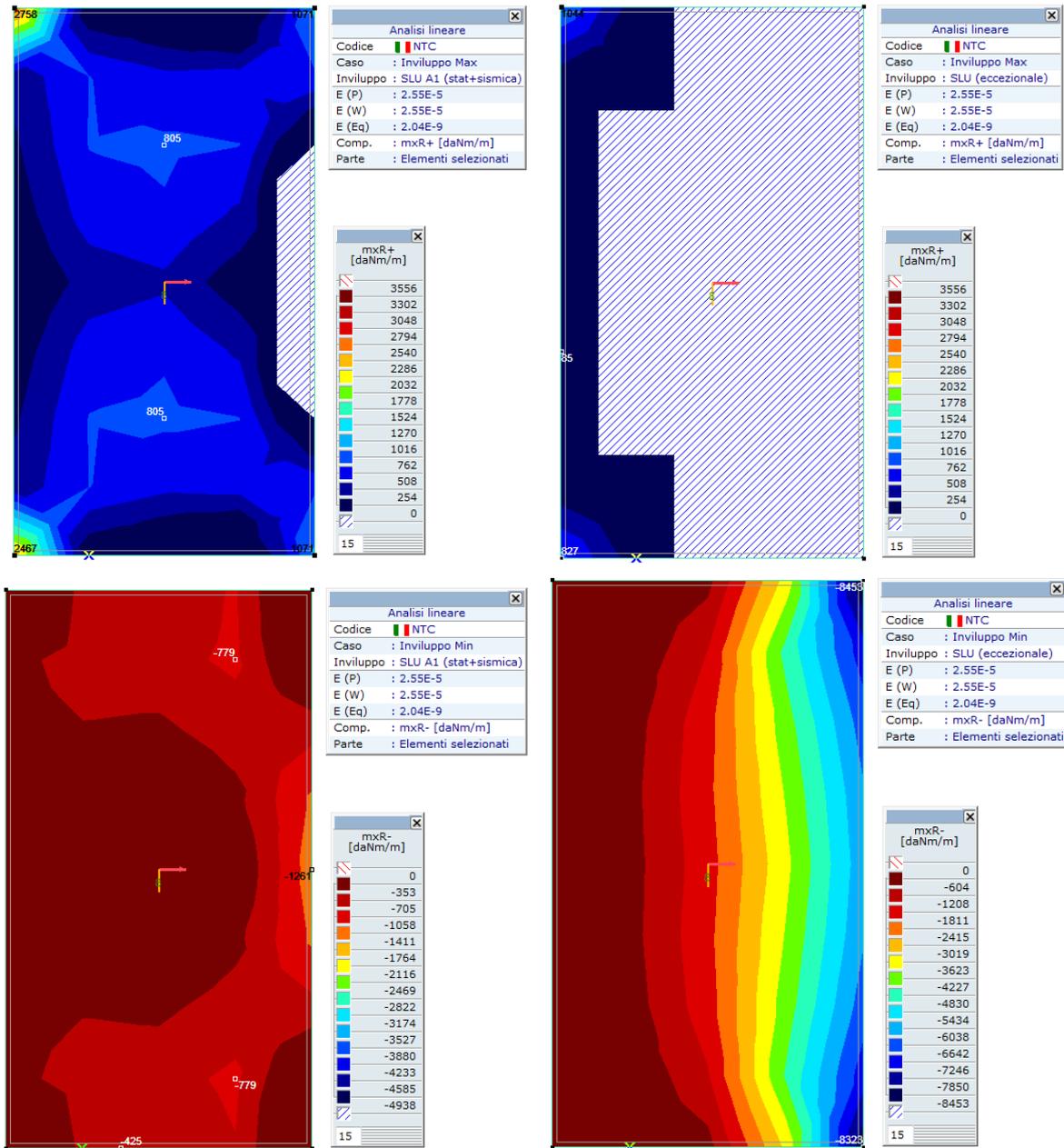


Figura 11– Diagramma dei momenti Mx comb. SLU –modello 2

Escludendo i punti di singolarità concentrati negli spigoli lato struttura esistente i momenti massimi sono:

$$M_{x,max} = 8.05 \text{ kNm/ml}$$

Nella zona di estremità della soletta si riscontrano delle sollecitazioni maggiori derivanti dall'urto.

$$M_{x,max} = 84.55 \text{ kNm/ml} \quad N_{x,max}^+ = 67.95 \text{ kN/ml}$$

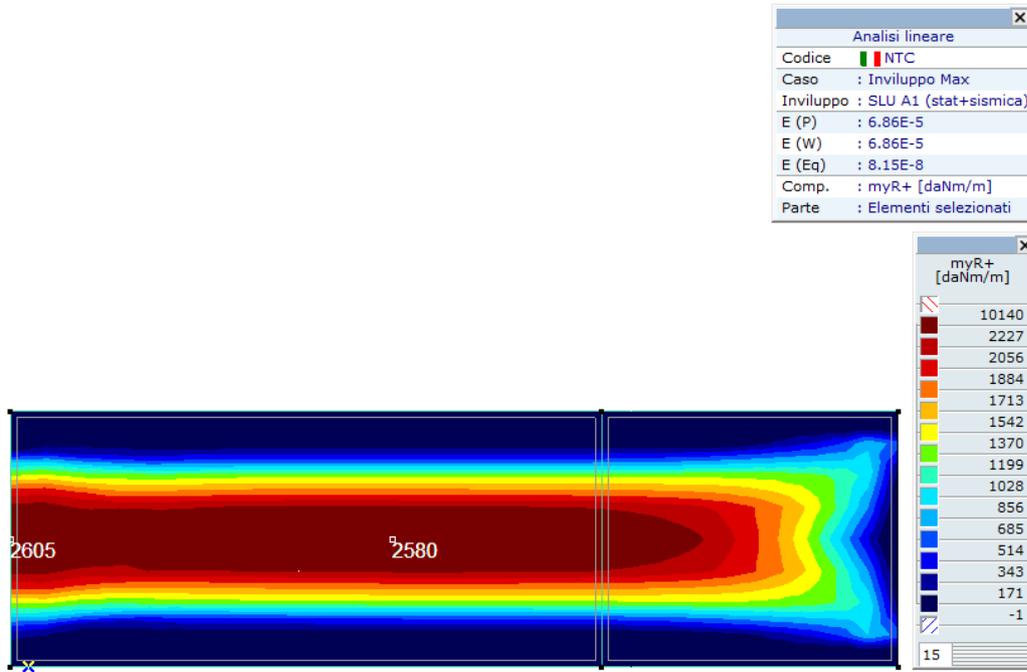
Si riportano le verifiche con riferimento alla configurazione peggiore tra le due modellazioni. Nelle zone di estremità sono previste le seguenti armature:  $1\Phi 14/20$  (sup e inf) +  $5\Phi 16/20$  superiori. Nelle zone rimanenti sono usati  $1\Phi 10/20$  superiori e inferiori.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <b>Soletta X</b>			
PRESSOFLESSIONE RETTA		ESTREMITA'			
<i>d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009</i>					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
$R_{ck}$	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
$g_c$	1	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
$a_{cc}$	1	Fattore di durata carico			
$f_{cd}$	291 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
$f_{yk}$	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
$g_s$	1	Coeff. sicurezza acciaio			
$f_{yd}$	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	100 cm	Base			
h	20 cm	Altezza			
c	5 cm	Copriferro			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b><math>y_i</math></b>	<b><math>n_b</math></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	5	14	7.69	zona compressa
2				0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5	15.0	5	16	10.05	
6	15.0	5	14	7.69	zona tesa
<b>VERIFICA SLU</b>				<b>Asse neutro SLU</b>	
$N_{Ed,SLU}$	8615 kg	Sforzo normale agente		$x_{SLU}$	4.21 cm
$y_{NEd}$	0 cm	Eccentricità sforzo normale			
$M_{Ed,SLU}$	9875 kg m	Momento flettente agente			
$M_{Rd}$	10770 kg m	$M_{Ed}/M_{Rd}$	0.92	VERIFICATO	
<b>VERIFICA SLE</b>				<b>Coeff. Omogenizzazione</b>	
$M_{Ed,car}$	1425 kgm	$N_{Ed,car}$	2196 kg	n	15
$M_{Ed,freq}$	1338 kgm	$N_{Ed,freq}$	2125 kg	<b>Asse neutro SLE</b>	
$M_{Ed,qp}$	977 kgm	$N_{Ed,qp}$	1915 kg	$x_{SLE}$	6.48 cm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>					
$\sigma_{c,car}$	44.0 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,lim}$	174.3 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
$\sigma_{s,max,car}$	751 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
$\sigma_{c,qp}$	30.3 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,lim}$	130.7 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
$\sigma_{s,max,qp}$	530 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
<b>Verifica fessurazione</b>					
$\sigma_{s,max,freq}$	751 kg/cm <sup>2</sup>				
$\sigma_{s,max,qp}$	707 kg/cm <sup>2</sup>				
$w_{freq}$	0.061 mm	$w_{lim}$	0.4 mm	VERIFICATO	
$w_{qp}$	0.058 mm	$w_{lim}$	0.3 mm	VERIFICATO	

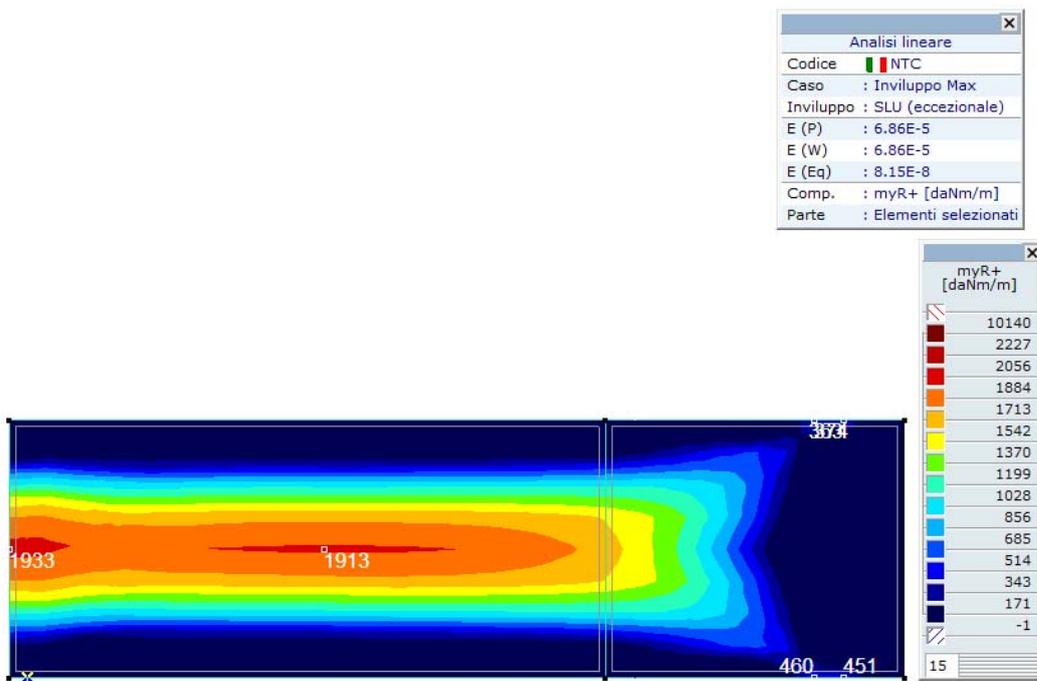
VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE				SEZIONE
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>				<b>Soletta X</b>
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009				TIPOLOGICA
<b>Calcestruzzo</b>				
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)		
$R_{ck}$	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione		
$g_c$	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo		
$a_{cc}$	0.85	Fattore di durata carico		
$f_{cd}$	165 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione		
<b>Acciaio</b>				
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)		
$f_{yk}$	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento		
$g_s$	1.15	Coeff. sicurezza acciaio		
$f_{yd}$	3913 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto		
<b>Sezione</b>				
b	100 cm	Base		
h	20 cm	Altezza		
c	5 cm	Copriferro		
<b>Armature</b>				
<b>Strato</b>	<b><math>y_i</math></b>	<b><math>n_b</math></b>	<b>f</b>	<b>A</b>
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]
1	5.0	5	10	3.92
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6	15.0	5	10	3.92
				zona compressa
				zona tesa
<b>VERIFICA SLU</b>				Asse neutro SLU
$N_{Ed,SLU}$	0 kg	Sforzo normale agente		$X_{SLU}$ 2.30 cm
$Y_{NEd}$	10 cm	Eccentricità sforzo normale		
$M_{Ed,SLU}$	850 kg m	Momento flettente agente		
$M_{Rd}$	2774 kg m	$M_{Ed}/M_{Rd} =$	0.31	VERIFICATO
<b>VERIFICA SLE</b>				Coef. Omogenizzazione
$M_{Ed,car}$	627 kgm			n 15
$M_{Ed,freq}$	545 kgm			Asse neutro SLE
$M_{Ed,qp}$	330 kgm			$X_{SLE}$ 3.82 cm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>				
$\sigma_{c,car}$	25.7 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,lim}$	174.3 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO
$\sigma_{s,max,car}$	1131 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO
$\sigma_{c,qp}$	13.5 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,lim}$	130.7 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO
$\sigma_{s,max,qp}$	595 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO
<b>Verifica fessurazione</b>				
$\sigma_{s,max,freq}$	983 kg/cm <sup>2</sup>			
$\sigma_{s,max,qp}$	595 kg/cm <sup>2</sup>			
$w_{freq}$	0.109 mm	$w_{lim} =$	0.4 mm	VERIFICATO
$w_{qp}$	0.066 mm	$w_{lim} =$	0.3 mm	VERIFICATO

• **Andamento momenti  $M_y$  *modello 1***

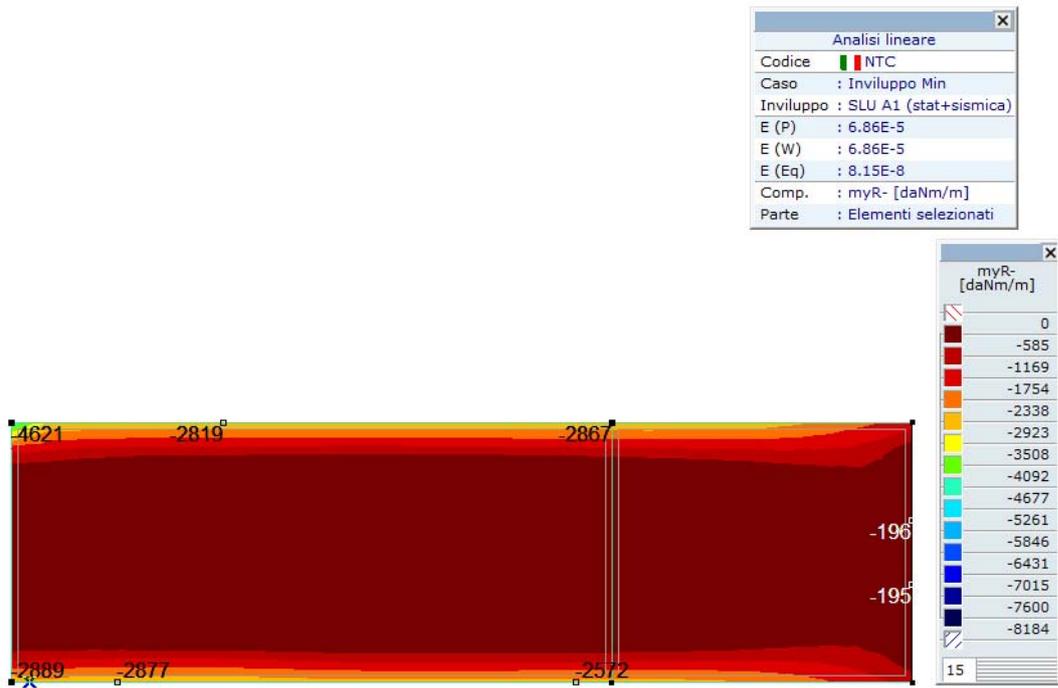
Sollecitazioni SLU



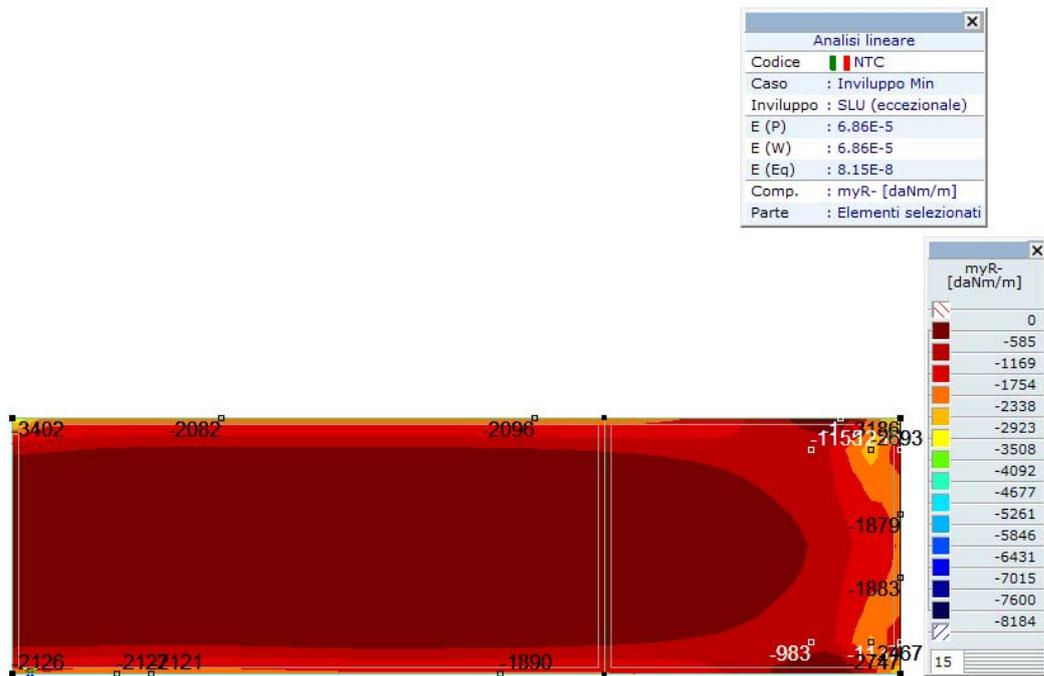
My+ (inviluppo combinazione statica e sismica)



My+ (inviluppo combinazione eccezionale)



My- (inviluppo combinazione statica e sismica)



My- (inviluppo combinazione eccezionale)

**Figura 12 – Diagramma dei momenti My – Comb. SLU – modello 1**

Il momento di verifica in combinazione ultima (inviluppo SLU e SLV) è

$$M_{y,max} = 37.00 \text{ kNm/ml}$$

ottenuto mediando lungo una sezione trasversale del tombino.

• **Andamento momenti  $M_y$  modello 2**

Sollecitazioni SLU

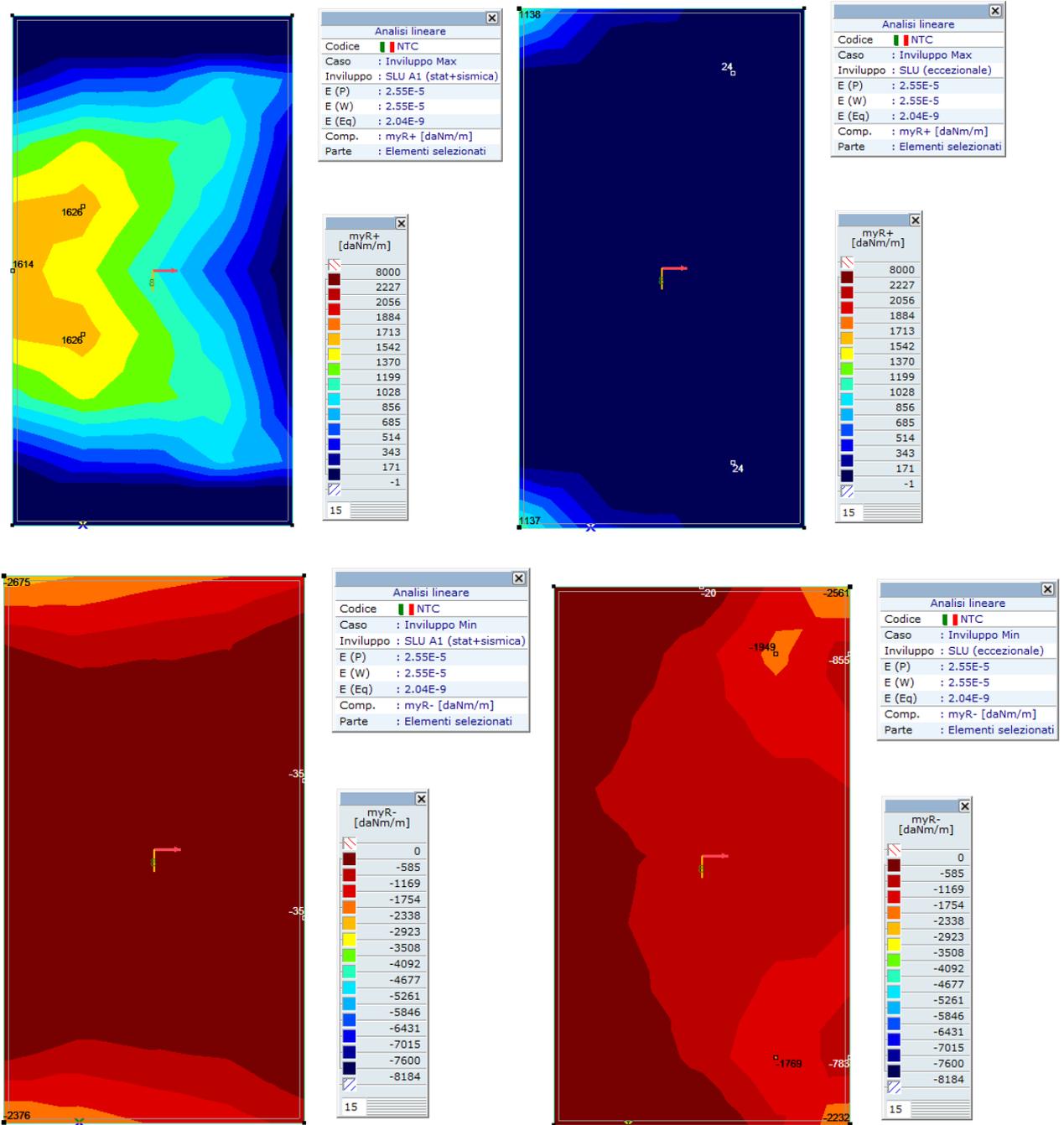


Figura 13– Diagramma dei momenti  $M_y$  – Comb. SLU – modello 2

Il momento di verifica in combinazione ultima (inviluppo SLU e SLV) è

**$M_{max} = 26.75 \text{ kNm/ml}$**

Si riportano le verifiche con riferimento alla configurazione peggiore tra le due modellazioni. L'armatura adoperata è costituita da  $1\Phi 16/20$  superiori e inferiori.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <i>Soletta y</i>		
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>				
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009				
<b>Calcestruzzo</b>				
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)		
R <sub>ck</sub>	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione		
g <sub>c</sub>	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo		
a <sub>cc</sub>	0.85	Fattore di durata carico		
f <sub>cd</sub>	165 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione		
<b>Acciaio</b>				
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)		
f <sub>yk</sub>	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento		
g <sub>s</sub>	1.15	Coeff. sicurezza acciaio		
f <sub>yd</sub>	3913 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto		
<b>Sezione</b>				
b	100 cm	Base		
h	20 cm	Altezza		
c	5 cm	Copriferro		
<b>Armature</b>				
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	
			<b>A</b>	
			[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	5	16	Zona compressa
2				
3				
4				
5				
6	15.0	5	16	Zona tesa
<b>VERIFICA SLU</b>				Asse neutro SLU
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente		x <sub>SLU</sub> 4.12 cm
y <sub>NEd</sub>	10 cm	Eccentricità sforzo normale		
M <sub>Ed,SLU</sub>	3700 kg m	Momento flettente agente		
M <sub>Rd</sub>	5739 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> =	0.64	VERIFICATO
<b>VERIFICA SLE</b>				Coeff. Omogenizzazione
M <sub>Ed,car</sub>	2735 kgm			n 15
M <sub>Ed,freq</sub>	2435 kgm			Asse neutro SLE
M <sub>Ed,qp</sub>	1540 kgm			x <sub>SLE</sub> 5.32 cm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>				
σ <sub>c,car</sub>	75.9 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	174.3 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO
σ <sub>s,max,car</sub>	2073 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO
σ <sub>c,qp</sub>	42.7 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	130.7 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO
σ <sub>s,max,qp</sub>	1167 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO
<b>Verifica fessurazione</b>				
σ <sub>s,max,freq</sub>	1846 kg/cm <sup>2</sup>			
σ <sub>s,max,qp</sub>	1167 kg/cm <sup>2</sup>			
w <sub>freq</sub>	0.160 mm	w <sub>lim</sub> =	0.4 mm	VERIFICATO
w <sub>qp</sub>	0.092 mm	w <sub>lim</sub> =	0.3 mm	VERIFICATO

## 10.4 Pareti verticali (sp.=0.20m)

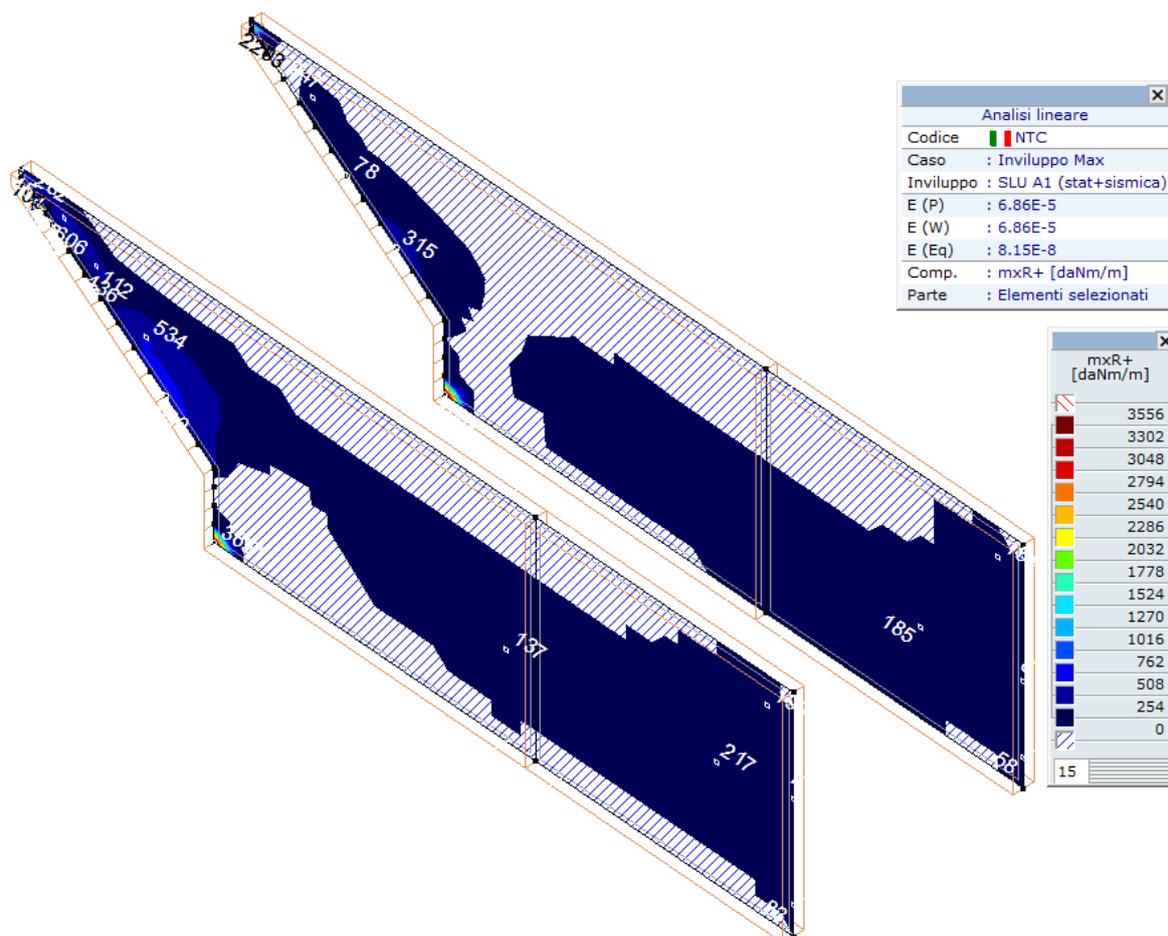
L'armatura impiegata è la seguente:

Φ12/20 cm interni e esterni in direzione orizzontale (x)

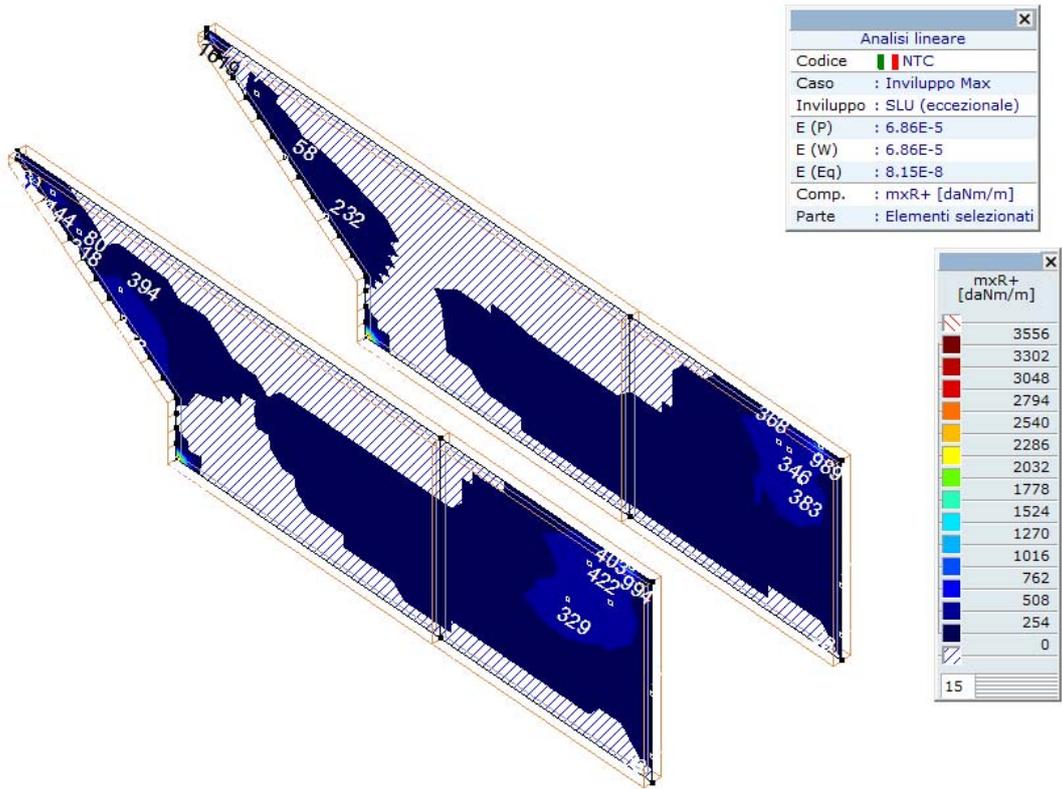
Φ16/20 disposti sul lato esterno e Φ14/20 cm interni direzione verticale (y)

- **Andamento momenti  $M_x$  \_modello 1**

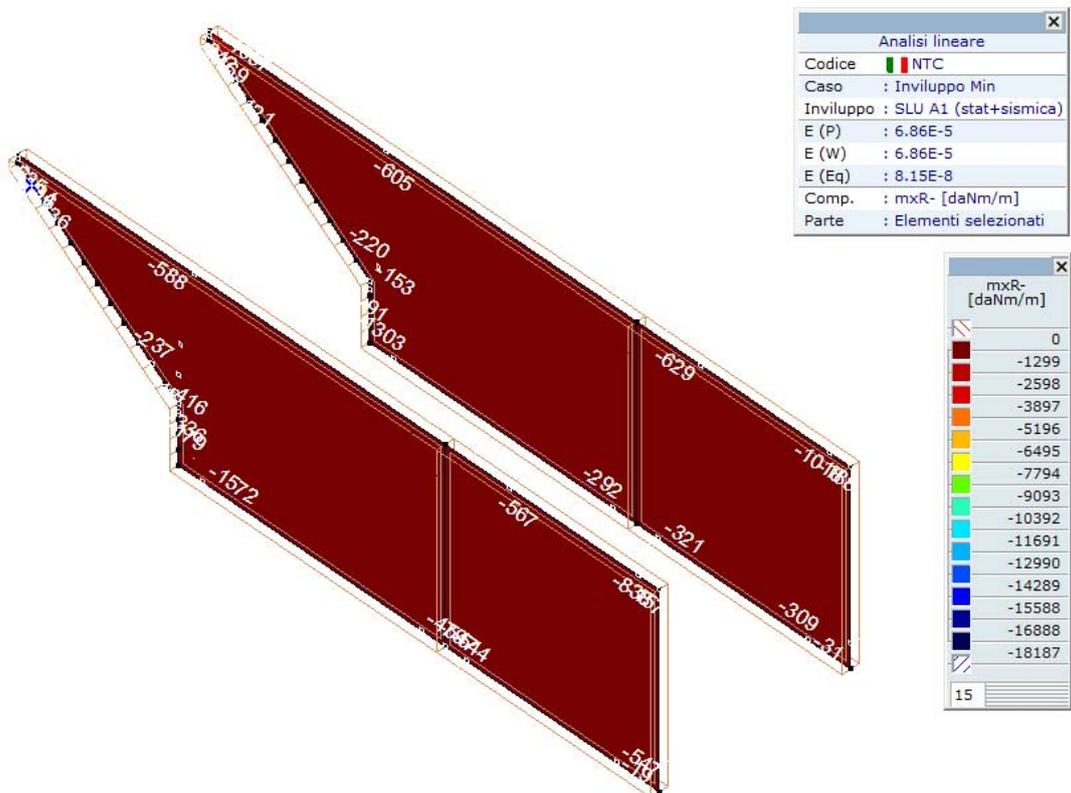
Sollecitazioni SLU



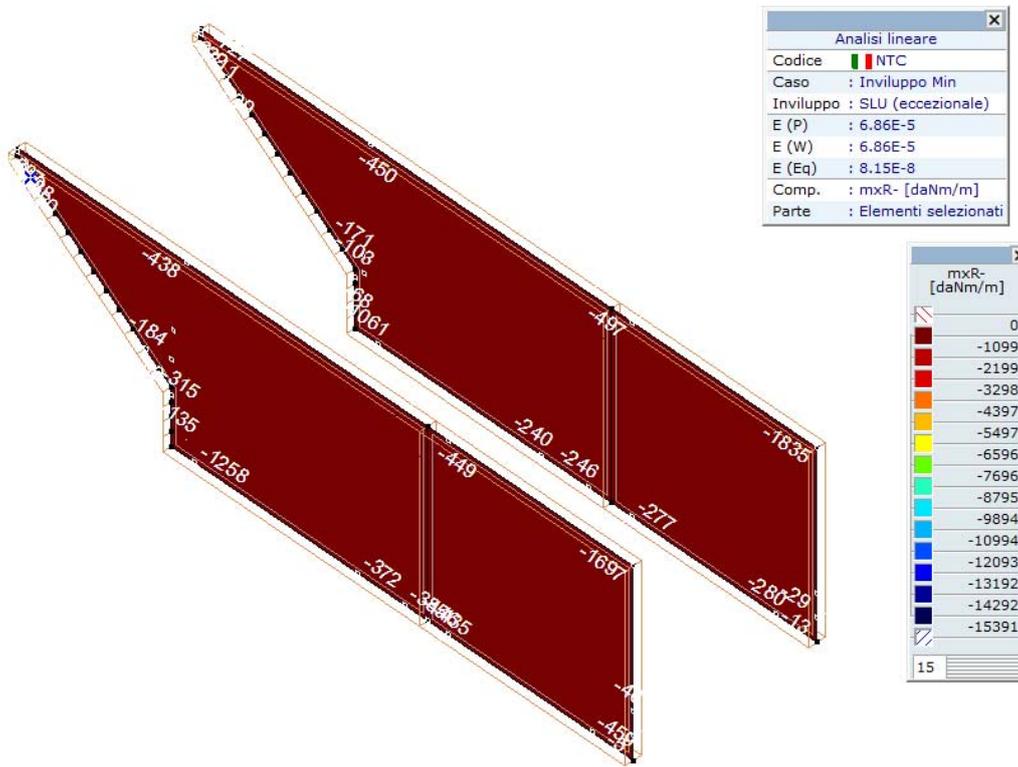
$M_x$ + (inviluppo combinazione statica e sismica)



Mx+ (inviluppo comb inazione eccezionale)



Mx- (inviluppo combinazione statica e sismica)



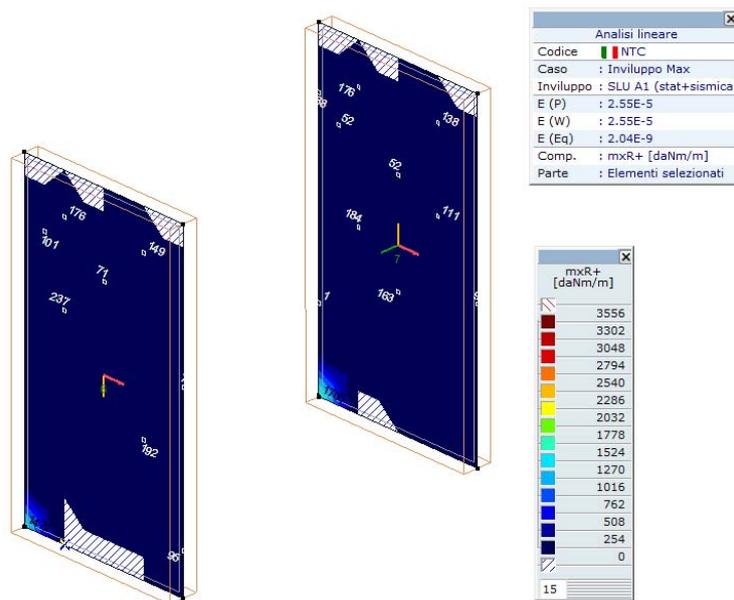
Mx- (inviluppo combinazione eccezionale)

Figura 14 – Diagramma dei momenti Mx – modello 1

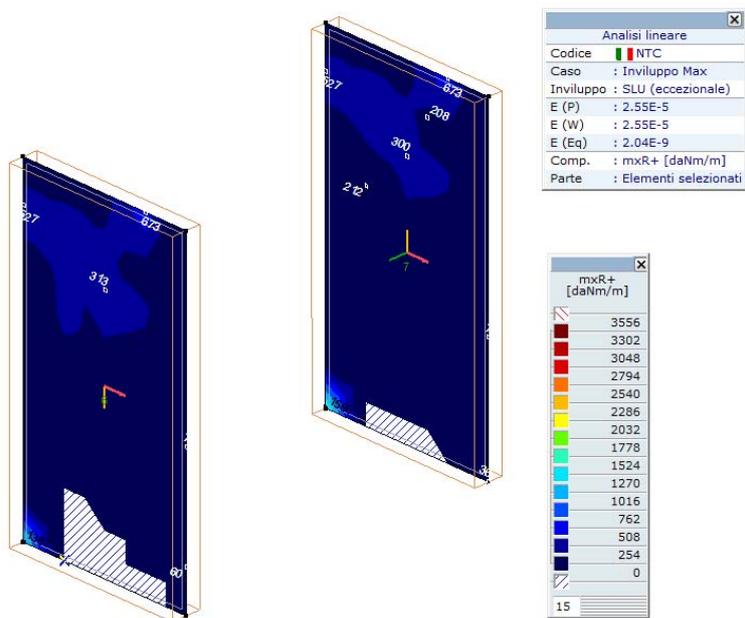
Il momento di verifica in combinazione ultima (inviluppo SLU e SLV) è  
 $M_{max\ SLU} = 15.75\ kNm$

• **Andamento momenti Mx \_modello 2**

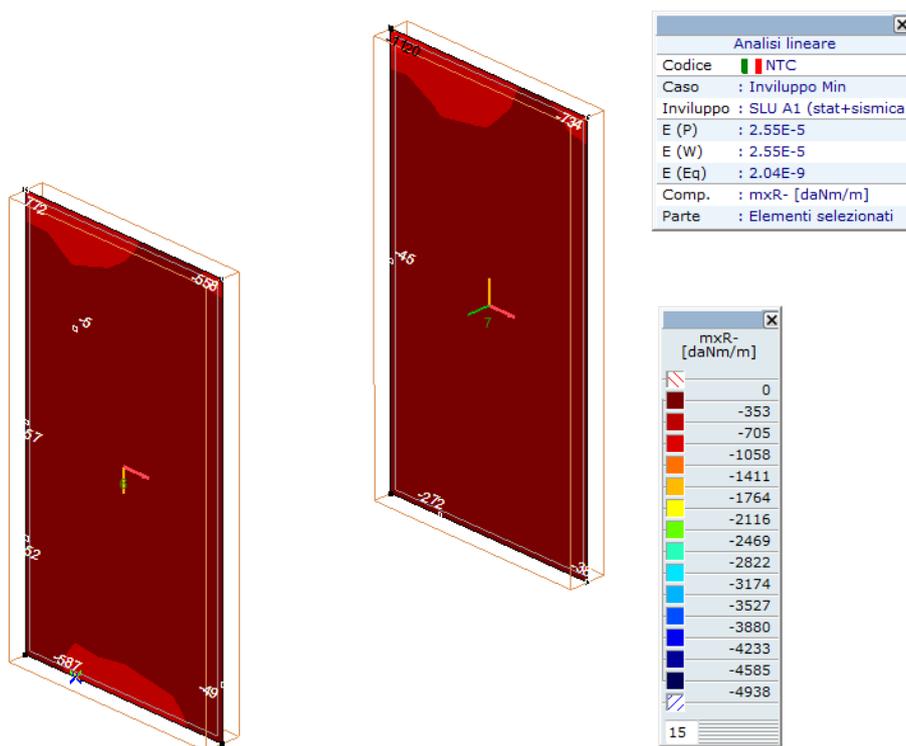
Sollecitazioni SLU



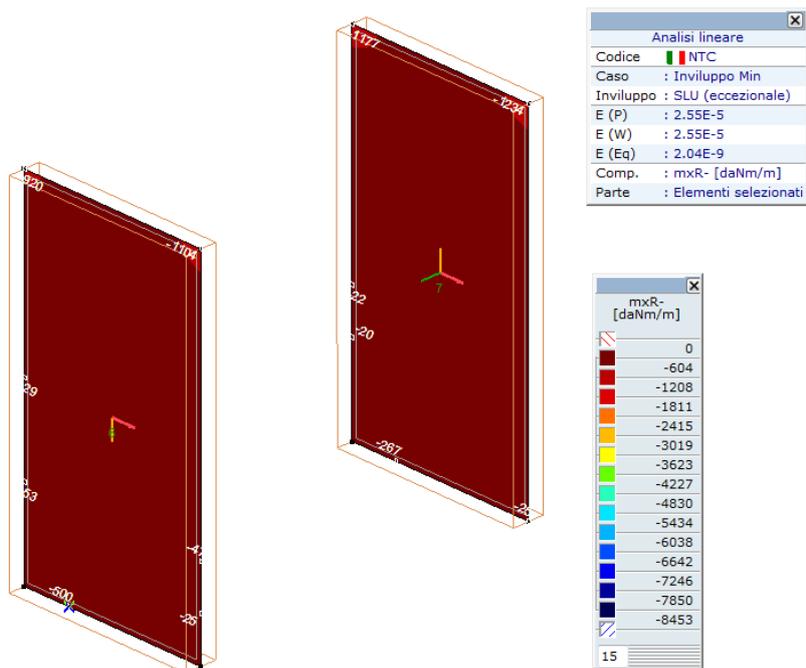
Mx+ (involuppo combinazione statica e sismica)



Mx+ (involuppo comb inazione eccezionale)



Mx- (involuppo combinazione statica e sismica)



Mx- (inviluppo combinazione eccezionale)

Figura 15– Diagramma dei momenti Mx – modello 1

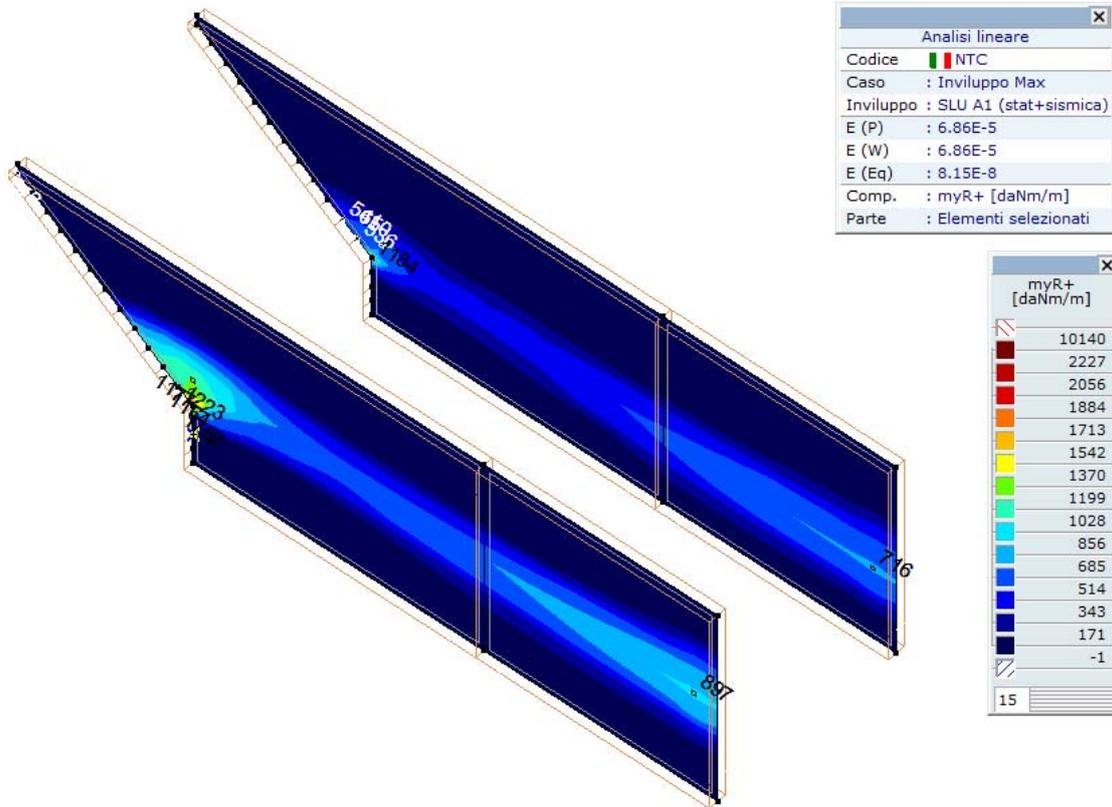
Il momento di verifica in combinazione ultima (inviluppo SLU e SLV) è

$$M_{\max} = 11.20 \text{ kNm}$$

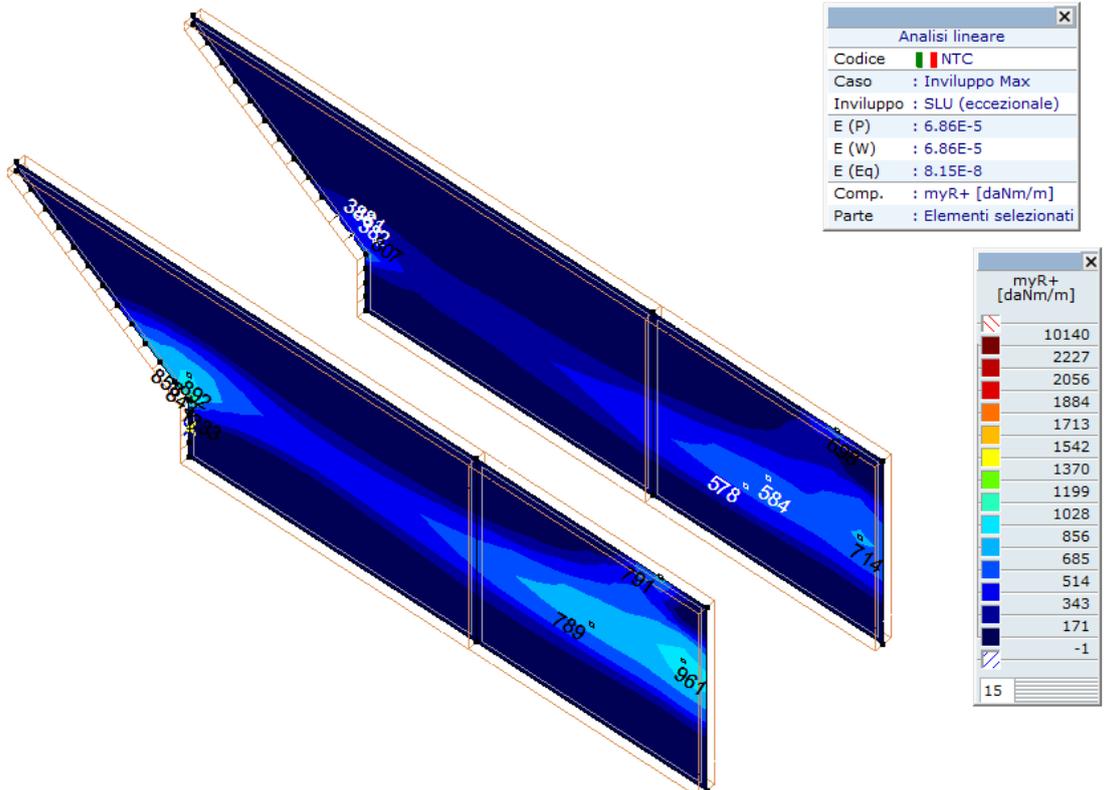
Si riportano le verifiche con riferimento alla configurazione peggiore tra le due modellazioni. L'armatura adoperata è costituita da 1Φ12/20 superiori e inferiori.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE PRESSOFLESSIONE RETTA				SEZIONE	<i>Parete x</i>
<i>d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009</i>					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
R <sub>ck</sub> =	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
g <sub>c</sub> =	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
a <sub>cc</sub> =	0.85	Fattore di durata carico			
f <sub>cd</sub> =	165 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
f <sub>yk</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
g <sub>s</sub> =	1.15	Coeff. sicurezza acciaio			
f <sub>yd</sub> =	3913 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	100 cm	Base			
h	20 cm	Altezza			
c	5 cm	Copriferro			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	5	12	5.65	<i>zona compressa</i>
2				0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5				0.00	
6	15.0	5	12	5.65	<i>zona tesa</i>
<b>VERIFICA SLU</b>				Asse neutro SLU	
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente		x <sub>SLU</sub>	3.28 cm
y <sub>NEd</sub>	10 cm	Eccentricità sforzo normale			
M <sub>Ed,SLU</sub>	1575 kg m	Momento flettente agente			
M <sub>Rd</sub>	3802 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> =	0.41	?	1
				VERIFICATO	
<b>VERIFICA SLE</b>				Coeff. Omogenizzazione	
M <sub>Ed,car</sub>	1160 kgm			n	15
M <sub>Ed,freq</sub>	1085 kgm			Asse neutro SLE	
M <sub>Ed,qp</sub>	850 kgm			x <sub>SLE</sub>	4.37 cm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>					
σ <sub>c,car</sub>	40.9 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	174.3 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
σ <sub>s,max,car</sub>	1492 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
σ <sub>c,qp</sub>	30.0 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	130.7 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
σ <sub>s,max,qp</sub>	1093 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
<b>Verifica fessurazione</b>					
σ <sub>s,max,freq</sub>	1395 kg/cm <sup>2</sup>				
σ <sub>s,max,qp</sub>	1093 kg/cm <sup>2</sup>				
w <sub>freq</sub>	0.135 mm	w <sub>lim</sub> =	0.4 mm	VERIFICATO	
w <sub>qp</sub>	0.105 mm	w <sub>lim</sub> =	0.3 mm	VERIFICATO	

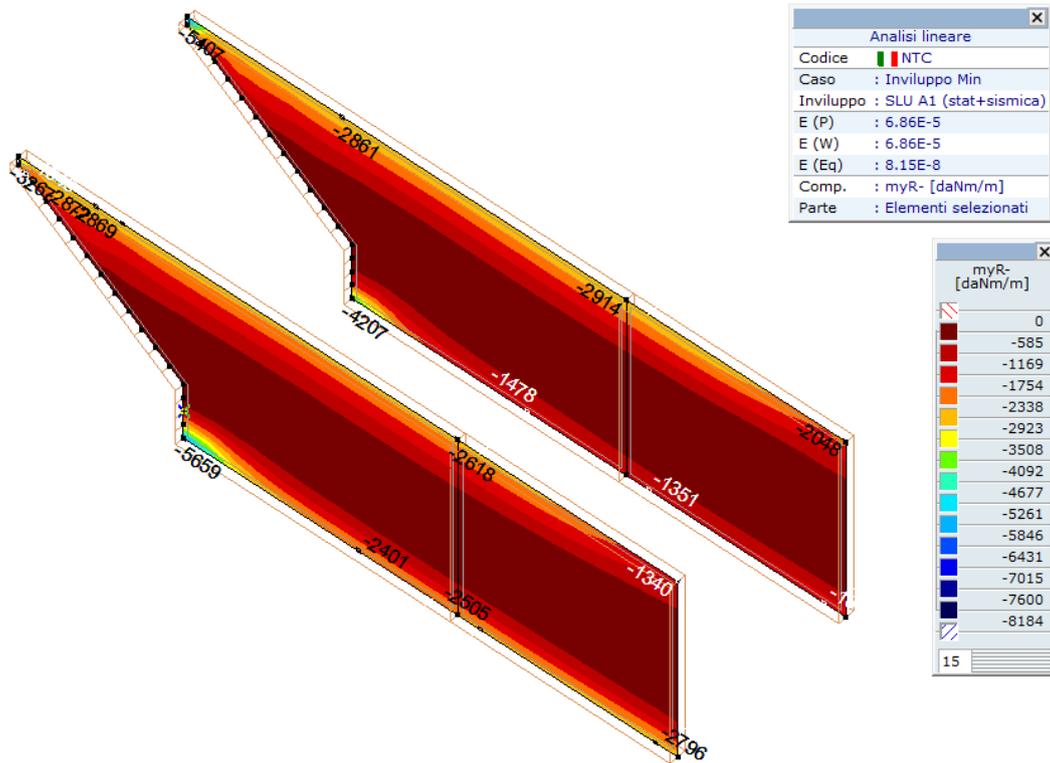
• **Andamento momenti My *modello 1***  
**Sollecitazioni SLU**



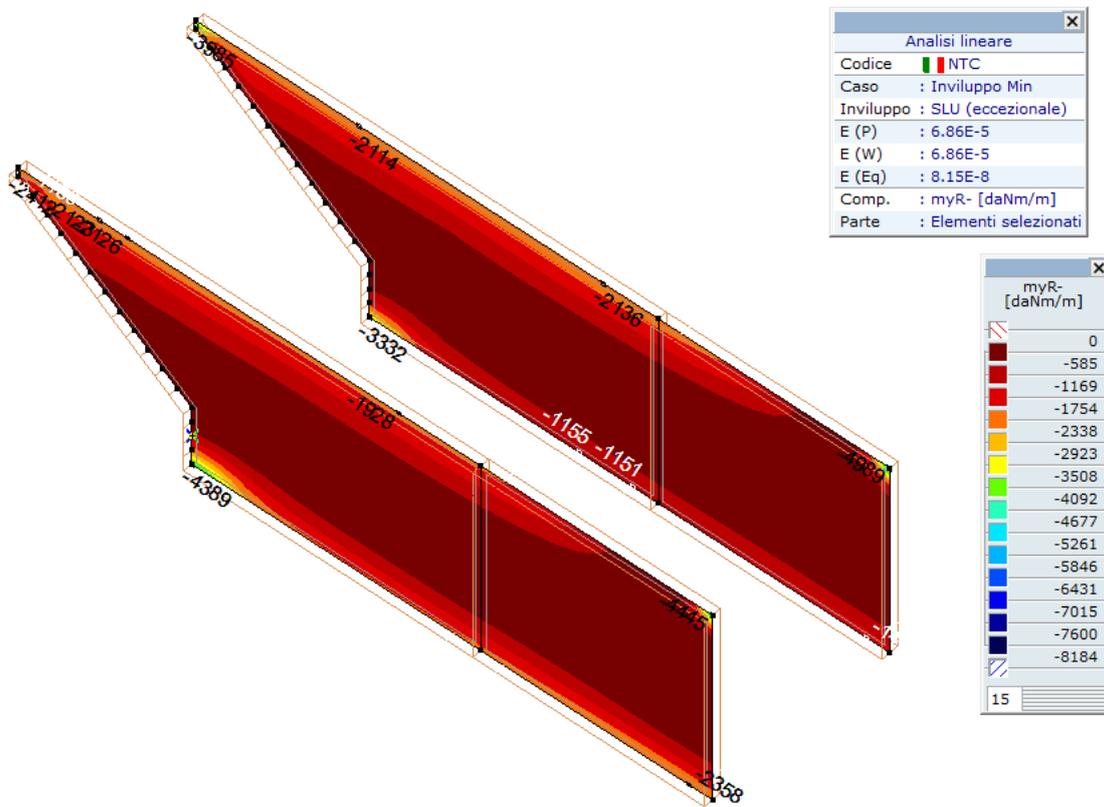
My+ (inviluppo combinazione statica e sismica)



My+(involuppo combinazione eccezionale)



My- (involuppo combinazione statica e sismica)



My-(involuppo combinazione eccezionale)

Figura 16 – Diagramma dei momenti My lato interno –modello 1

I valori massimi dei momenti sono

$M_{y,max}^- = 4550 \text{ kgm/ml}$  (lato esterno)

$M_{y,max}^+ = 1350 \text{ kgm/ml}$  (lato interno)

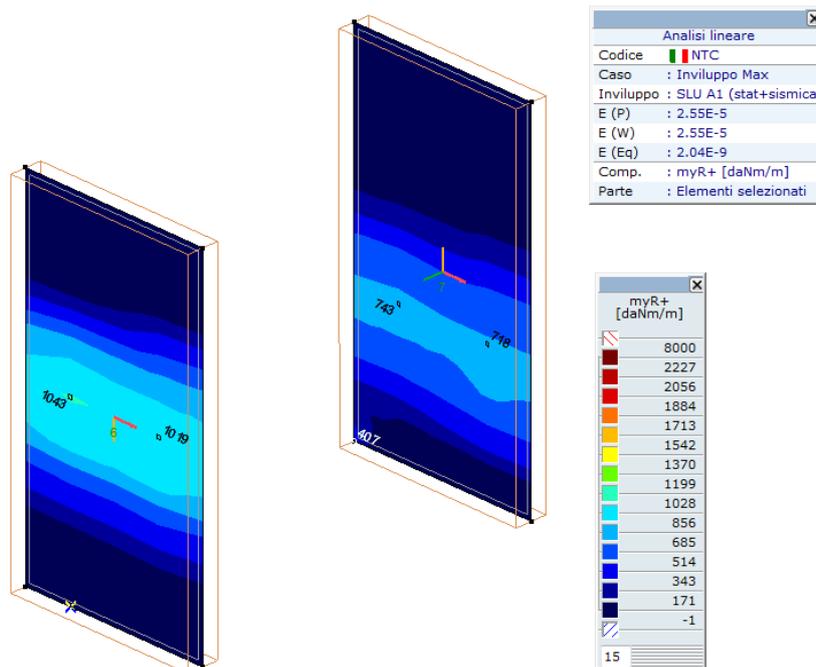
mediando lungo lo sviluppo della parete.

Il momento di verifica in combinazione ultima (involuppo SLU e SLV) è

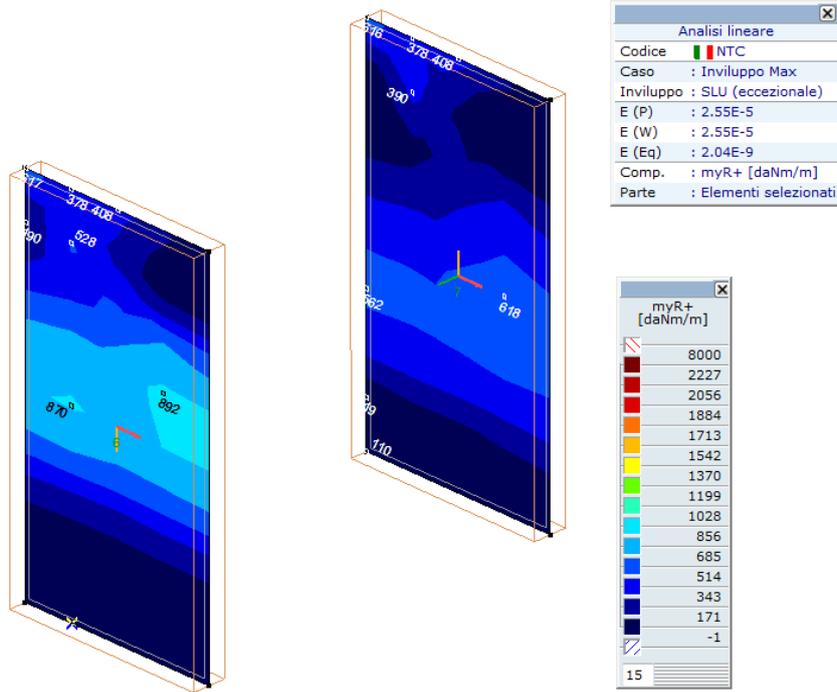
$M_{max} = 45.50 \text{ kNm/ml}$

- Andamento momenti  $M_y$  *modello 2*

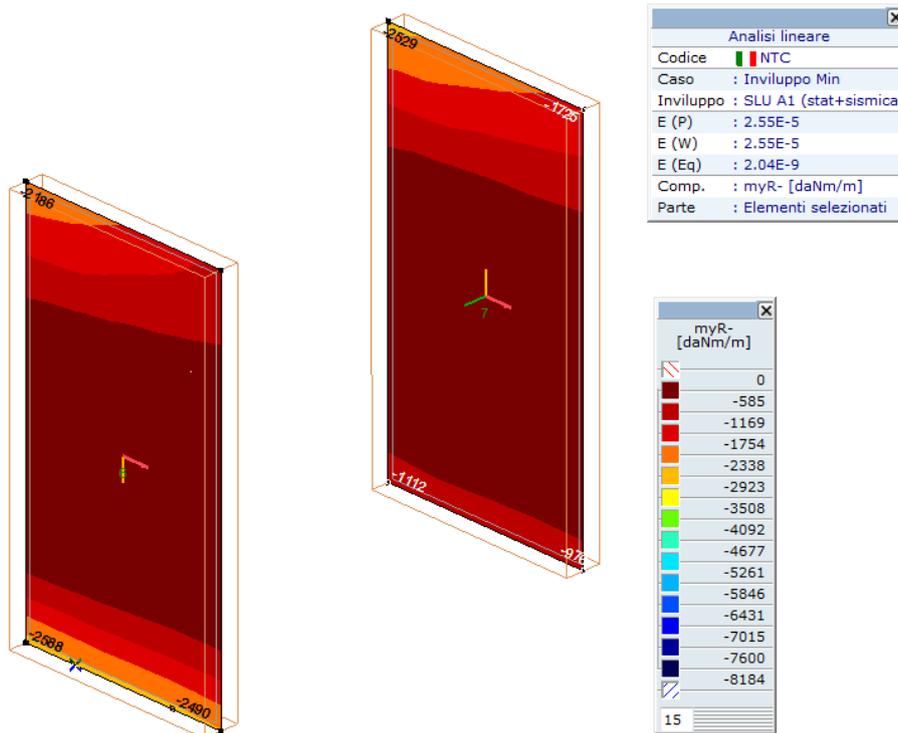
Sollecitazioni SLU



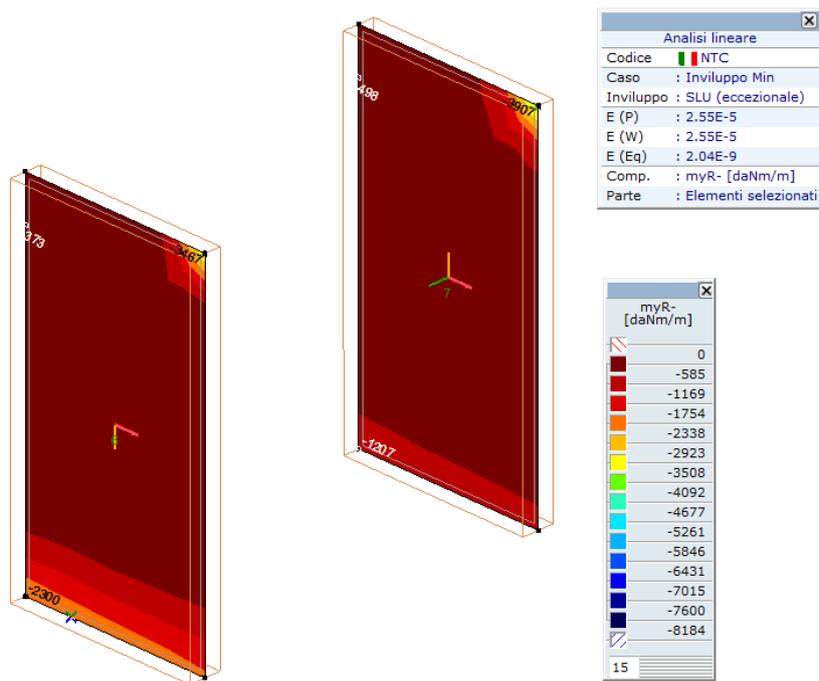
My+ (involuppo combinazione statica e sismica)



My+(inviluppo combinazione eccezionale)



My- (inviluppo combinazione statica e sismica)



My-(involuppo combinazione eccezionale)

*Figura 17– Diagramma dei momenti My lato interno-modello 2*

I valori massimi dei momenti sono

$$M^-_{y,max} = 2651 \text{ kgm/ml (lato esterno)}$$

$$M^+_{y,max} = 1045 \text{ kgm/ml (lato interno)}$$

Il momento di verifica in combinazione ultima (involuppo SLU e SLV) è

$$M_{max} = 28.80 \text{ kNm/ml}$$

Si riportano le verifiche con riferimento alla configurazione peggiore tra le due modellazioni.  
L'armatura adoperata è costituita da 1Φ16/20 lato esterno tombino e 1Φ14/20 lato interno.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <i>Parete y</i>			
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>					
<i>d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009</i>					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
R <sub>ck</sub> =	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
g <sub>c</sub> =	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
a <sub>cc</sub> =	0.85	Fattore di durata carico			
f <sub>cd</sub> =	165 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
f <sub>yk</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
g <sub>s</sub> =	1.15	Coeff. sicurezza acciaio			
f <sub>yd</sub> =	3913 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	100 cm	Base			
h	20 cm	Altezza			
c	5 cm	Copriferro			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	5	14	7.69	zona compressa
2				0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5				0.00	
6	15.0	5	16	10.05	zona tesa
<b>VERIFICA SLU</b>				Asse neutro SLU	
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente		x <sub>SLU</sub>	4.00 cm
y <sub>NEd</sub>	10 cm	Eccentricità sforzo normale			
M <sub>Ed,SLU</sub>	4550 kg m	Momento flettente agente			
M <sub>Rd</sub>	5713 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> =	0.80	?	1
				VERIFICATO	
<b>VERIFICA SLE</b>				Coeff. Omogenizzazione	
M <sub>Ed,car</sub>	3371 kgm			n	15
M <sub>Ed,freq</sub>	3100 kgm			Asse neutro SLE	
M <sub>Ed,qp</sub>	2295 kgm			x <sub>SLE</sub>	5.33 cm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>					
σ <sub>c,car</sub>	93.8 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	174.3 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
σ <sub>Smax,car</sub>	2552 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>Slim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
σ <sub>c,qp</sub>	63.8 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,lim</sub>	130.7 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
σ <sub>Smax,qp</sub>	1737 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>Slim</sub>	3600 kg/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO	
<b>Verifica fessurazione</b>					
σ <sub>Smax,freq</sub>	2347 kg/cm <sup>2</sup>				
σ <sub>Smax,qp</sub>	1737 kg/cm <sup>2</sup>				
w <sub>freq</sub>	0.226 mm	w <sub>lim</sub> =	0.4 mm	VERIFICATO	
w <sub>qp</sub>	0.146 mm	w <sub>lim</sub> =	0.3 mm	VERIFICATO	

### 10.5 Muro di raccordo (spessore 30 cm)

L'armatura adottata è la seguente:

Φ12/20 cm interni e esterni in direzione orizzontale (asse x)

Φ16/20 cm lato carreggiata e Φ12/20 lato esterno in direzione verticale (asse y)

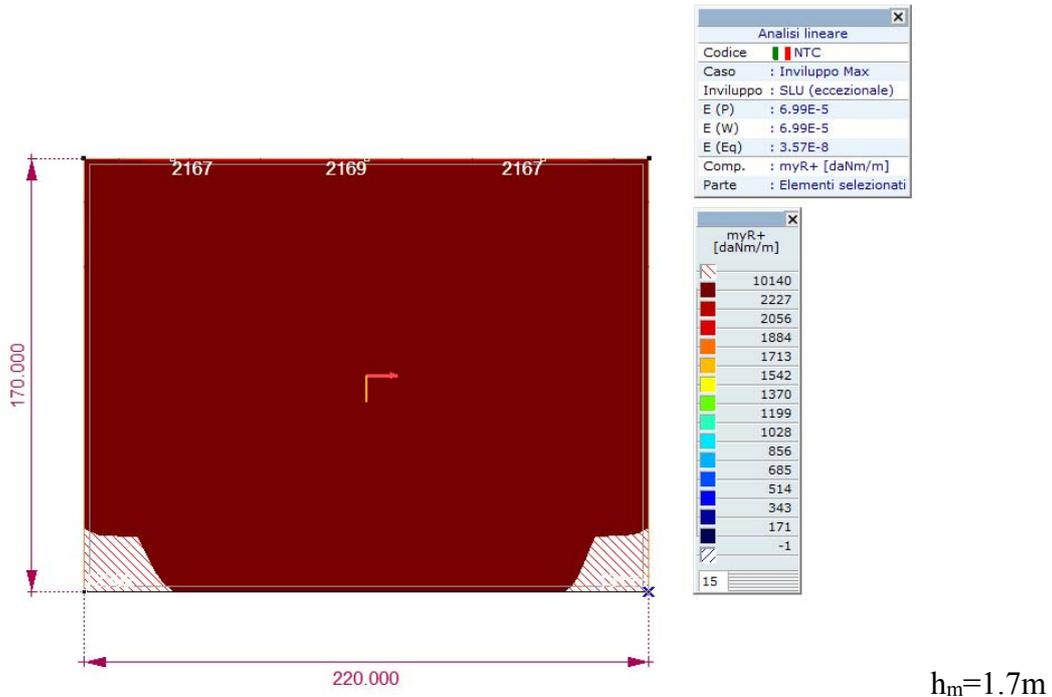


Figura 18- Andamento  $M_y$  lato carreggiata in condizione eccezionale – modello 1

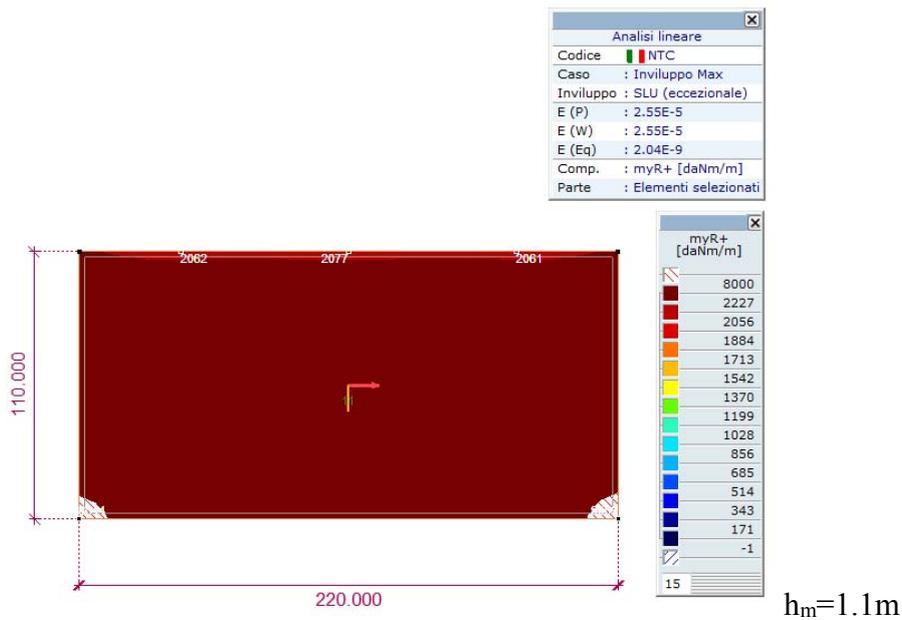


Figura 19 - Andamento  $M_y$  lato carreggiata in condizione eccezionale – modello 2

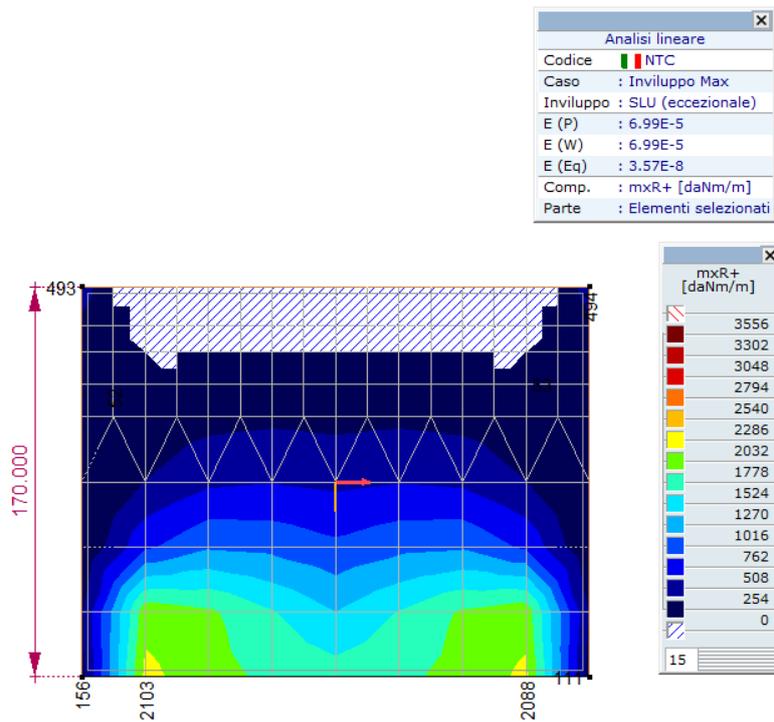


Figura 20- Andamento Mx lato carreggiata in condizione eccezionale –modello 1

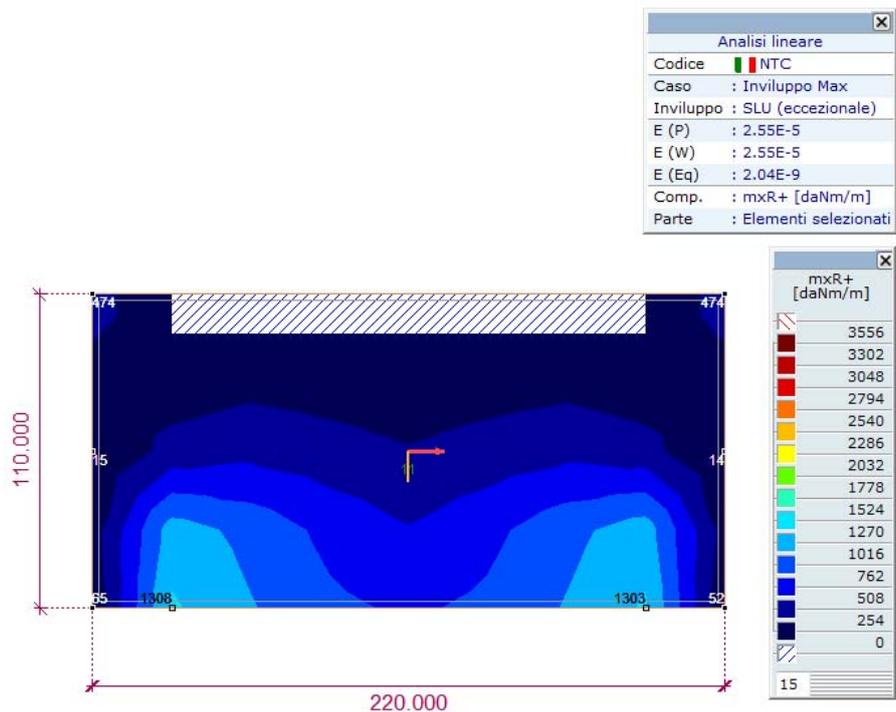


Figura 21- Andamento Mx lato carreggiata in condizione eccezionale –modello 2

Il momento di verifica in combinazione ultima (inviluppo SLU e SLV) è

$$M_{y,max} = 100.10 \text{ kNm/ml (modello 1)}$$

$$M_{x,max} = 21.00 \text{ kNm/ml (modello 1)}$$

$$M_{y,max} = 66.50 \text{ kNm/ml (modello 2)}$$

$$M_{x,max} = 13.03 \text{ kNm/ml (modello 2)}$$

Si riporta la verifica con riferimento alla configurazione peggiore tra le due modellazioni.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <b>Cordolo -armat vertic</b>			
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>					
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
R <sub>ck</sub> =	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
g <sub>c</sub> =	1	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
a <sub>cc</sub> =	1	Fattore di durata carico			
f <sub>cd</sub> =	291 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
f <sub>yk</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
g <sub>s</sub> =	1	Coeff. sicurezza acciaio			
f <sub>yd</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	100 cm	Base			
h	30 cm	Altezza			
c	5 cm	Copriferro			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	5	12	5.65	zona compressa
2				0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5	0.0	0	0	0.00	zona tesa
6	25.0	5	16	10.05	
<b>VERIFICA SLU</b>				<b>Asse neutro SLU</b>	
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente		x <sub>SLU</sub>	3.00 cm
y <sub>NEd</sub>	15 cm	Eccentricità sforzo normale			
M <sub>Ed,SLU</sub>	10010 kg m	Momento flettente agente			
M <sub>Rd</sub>	11695 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> =	0.86	? 1	<b>VERIFICATO</b>

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <i>Cordolo-armat orizz</i>			
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>					
<i>d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009</i>					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
R <sub>ck</sub> =	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
g <sub>c</sub> =	1	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
a <sub>cc</sub> =	1	Fattore di durata carico			
f <sub>cd</sub> =	291 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
f <sub>yk</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
g <sub>s</sub> =	1	Coeff. sicurezza acciaio			
f <sub>yd</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	100 cm	Base			
h	30 cm	Altezza			
c	5 cm	Copriferro			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	5	12	5.65	zona compressa
2				0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5	0.0	0	0	0.00	zona tesa
6	25.0	5	12	5.65	
<b>VERIFICA SLU</b>			Asse neutro SLU		
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente	X <sub>SLU</sub> 3.00 cm		
y <sub>NEd</sub>	15 cm	Eccentricità sforzo normale			
M <sub>Ed,SLU</sub>	2100 kg m	Momento flettente agente			
M <sub>Rd</sub>	7340 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> =	0.29	? 1	VERIFICATO

### 10.6 Muro d'ala laterale (spessore 30 cm)

Si riporta la verifica del muro d'ala con lunghezza massima:  $l=1.1\text{m}$ . L'analisi dell'elemento è stata realizzata mediante un modello locale. Il muro è stato vincolato inferiormente e lateralmente con dei vincoli incastrati.

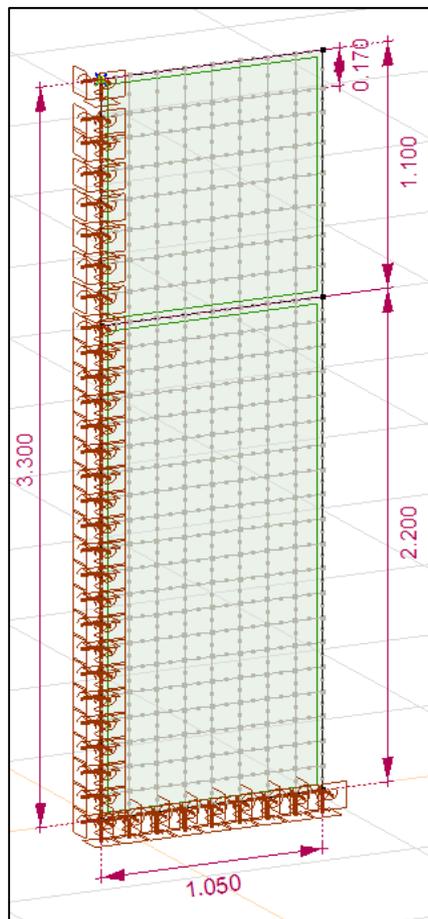


Figura 22– Modello fem muro d'ala

Il muro è soggetto alla

- spinta del terreno  $S_t$  (valutata con coefficiente di spinta attiva)
- sovraspinta del carico del traffico stradale. Si considera la configurazione con il carico ruota sopra il muro di intensità  $Q_k=150\text{kN}$  applicato a una distanza di 50 cm dal muro. Tale carico genera una spinta applicata ad una distanza dall'estremità del muro che si ottiene considerandouna diffusione del carico con un angolo di 40% (“Meccanica dei terreni e delle fondazioni” di Lancellotta).
- Incremento spinta sismica
- Azione d'urto

La verifica è condotta considerando la combinazione statica, sismica e eccezionale.

L'armatura verticale è stata calcolata a favore di sicurezza, considerando il tratto di muro sopra il tombino ( di altezza 1.1m) incastrato alla base sotto lazione delle forze sopra elencate.

• **Andamento momenti My**

<b>Azioni</b>			
$Q_k =$	150	kN	
$h =$	1.1	m	
$L =$	1.05	m	
$S_q =$	40.65	kN	$z_q = 0.7$ m
$S_t =$	3.44	kN	$z_t = 0.367$ m
$\Delta S_e =$	7.35	kN	
$M_u =$	24.99	kN m	
$V_u =$	24.99	kN	$z_u = 1.1$ m
<b>Sollecitazioni</b>			
<i>Combinazione eccezionale</i>			
$M_{sd,y,u} =$	82	kN m	
<i>Combinazione statica</i>			
$M_{sd,y,st} =$	40	kN m	
<i>Combinazione sismica</i>			
$M_{sd,y,ss} =$	5.3	kN m	
$M_{sd,inv} =$	82	kN m	

• **Andamento momenti Mx**

L'andamento del momento in direzione x è ricavato dal modello di calcolo.

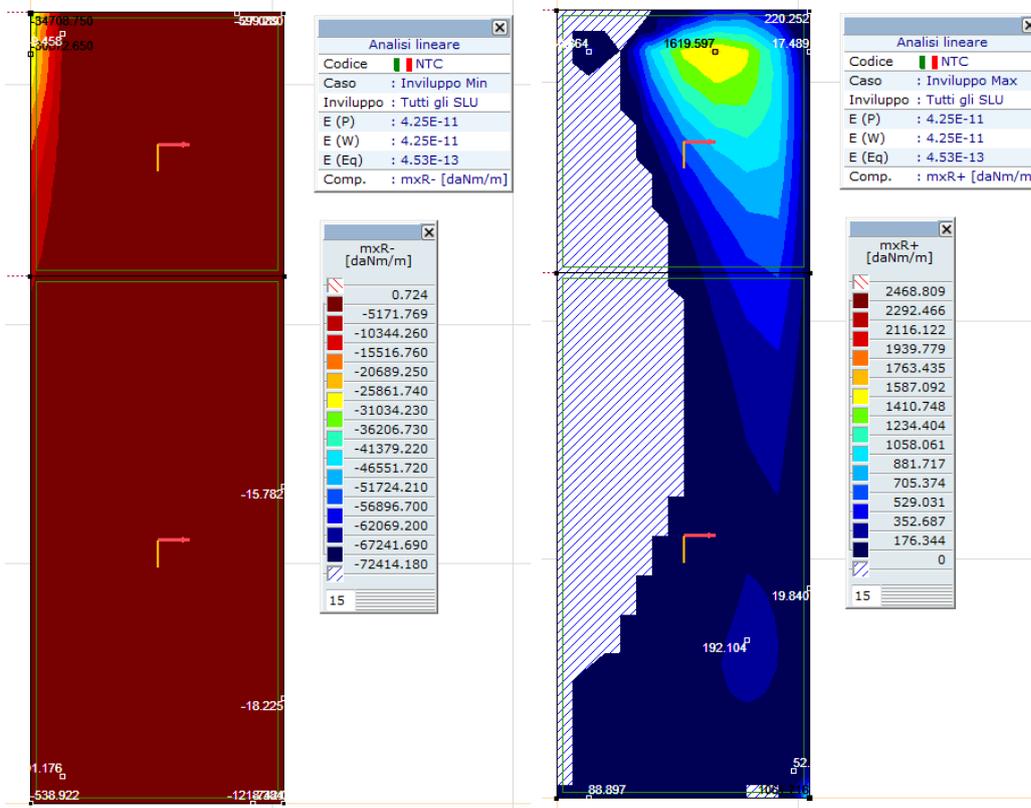


Figura 23– Andamento Mx lato condizione slu

I valori massimi dei momenti in combinazione eccezionale sono

$$M_{x,max} = 76.45 \text{ kNm/ml (integrando lungo l'altezza del muro)}$$

$$M_{y,max} = 92 \text{ kNm/ml}$$

L'armatura impiegata è la seguente:

Φ16/20 cm interni e esterni direzione verticale (x)

Φ16/20 cm lato carreggiata e Φ12/20 lato esterno in direzione orizzontale (y)

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <i>Muro armat orizz</i>			
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>					
<i>d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009</i>					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
R <sub>ck</sub>	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
g <sub>c</sub>	1	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
a <sub>cc</sub>	1	Fattore di durata carico			
f <sub>cd</sub>	291 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
f <sub>yk</sub>	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
g <sub>s</sub>	1	Coeff. sicurezza acciaio			
f <sub>yd</sub>	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	100 cm	Base			
h	30 cm	Altezza			
c	5 cm	Copriferro			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	5	16	10.05	zona compressa
2				0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5				0.00	
6	25.0	5	16	10.05	zona tesa
<b>VERIFICA SLU</b>				Asse neutro SLU	
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente		X <sub>SLU</sub>	3.40 cm
y <sub>NEd</sub>	15 cm	Eccentricità sforzo normale			
M <sub>Ed,SLU</sub>	7645 kg m	Momento flettente agente			
M <sub>Rd</sub>	11913 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	0.64	≤ 1	<b>VERIFICATO</b>

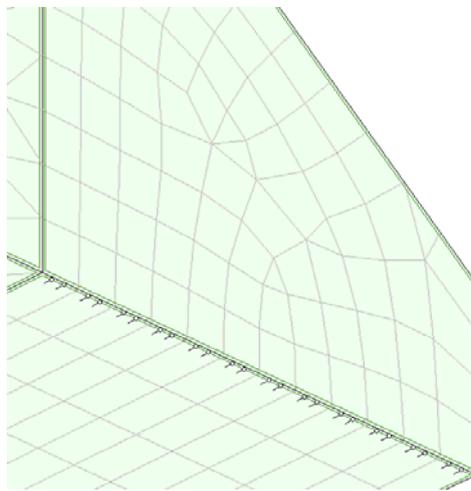
VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <i>Muro armat vert</i>			
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>					
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
R <sub>ck</sub> =	350 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
g <sub>c</sub> =	1	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
a <sub>cc</sub> =	1	Fattore di durata carico			
f <sub>cd</sub> =	291 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
f <sub>yk</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
g <sub>s</sub> =	1	Coeff. sicurezza acciaio			
f <sub>yd</sub> =	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	100 cm	Base			
h	30 cm	Altezza			
c	5 cm	Copriferro			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b>y<sub>i</sub></b>	<b>n<sub>b</sub></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	5.0	5	12	5.65	zona compressa
2				0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5		5	0	0.00	zona tesa
6	25.0	5	16	10.05	
<b>VERIFICA SLU</b>				Asse neutro SLU	
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente		X <sub>SLU</sub>	3.00 cm
y <sub>NEd</sub>	15 cm	Eccentricità sforzo normale			
M <sub>Ed,SLU</sub>	8220 kg m	Momento flettente agente			
M <sub>Rd</sub>	11695 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> =	0.70	≤ 1	<b>VERIFICATO</b>

## 11. Verifiche collegamento getti

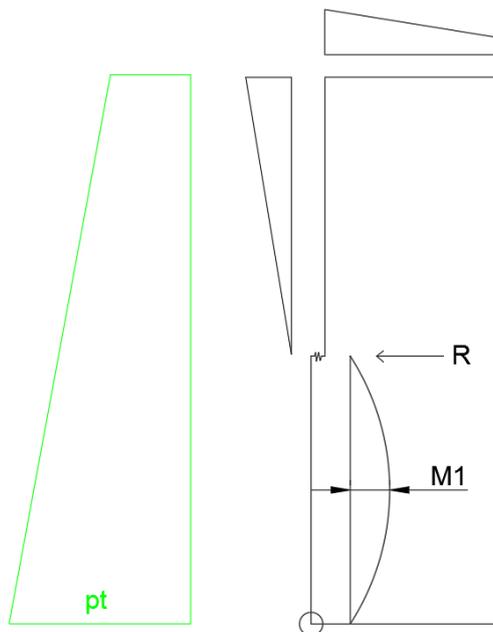
Nel seguente paragrafo vengono illustrate le verifiche statiche del collegamento tra il nuovo prolungamento ed il becco del tombino esistente.

Il nodo di base della parete del becco esistente a causa delle opere in oggetto, risulta maggiormente sollecitato rispetto al passato. Non essendo disponibili dati certi sulle armature effettivamente presenti nei tombini oggetto di intervento, ed essendo dei saggi in loco di difficile esecuzione in quanto le pareti del becco sono interrate, si è proceduto a verificare la statica del sistema di collegamento prescindendo dall'effettivo incastro di base della parete.

Lo schema statico adottato prevede infatti, la non efficacia del vincolo d'incastro alla base della parete. Nel modello di calcolo ciò è tenuto in conto inserendo una cerniera cilindrica alla base della parete come mostrato nella figura seguente.



**Figura 24** – Cerniera base becco esistente



**Figura 25** – Schema statico collegamento e sollecitazioni modello di calcolo involuppo

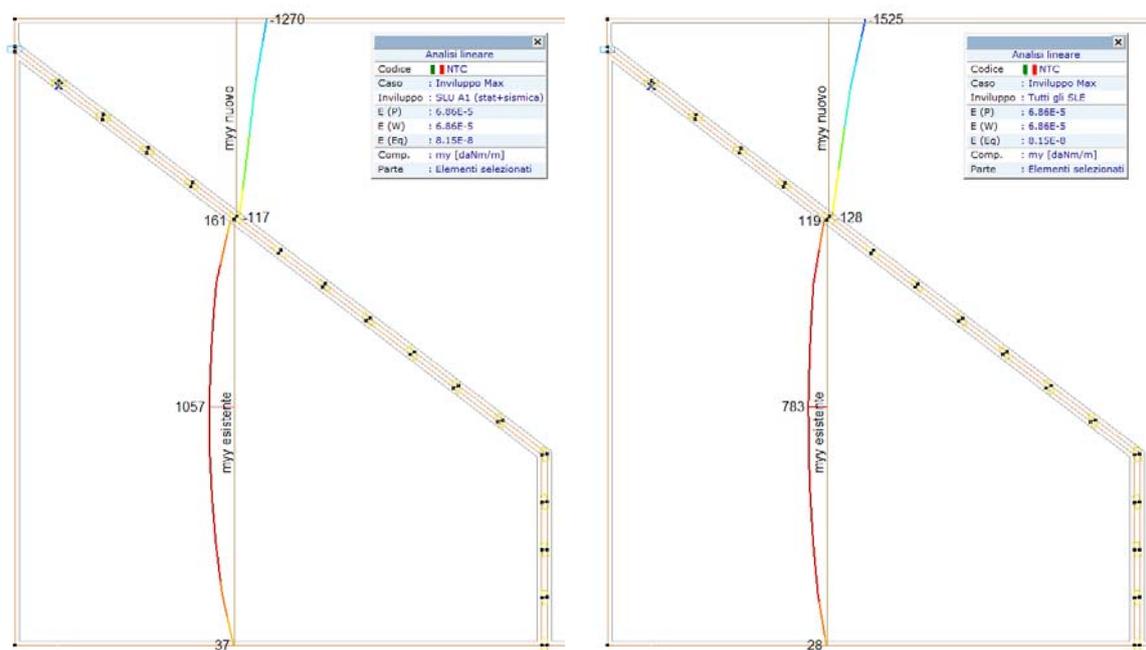


Figura 26 – Involuppo Myy Statica/sismica e eccezionale –modello 1

La sezione interna è verificata ipotizzando un quantitativo di armatura pari al minimo di norma dell'epoca, pari a:

$$A_s = 0.15 \cdot 20 \text{ cm} = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ corrispondente ad } 1\Phi 10/25 \rightarrow A_s = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Il momento resistente è pari a:

$$M_{Rd} = 4400 / 1.35 / 1.15 \cdot 0.9 \cdot 3.14 \cdot 17 / 10000 = 13.61 \text{ kNm} > M_{Ed, \max} = 10.70 \text{ kNm}$$

### La sezione interna risulta per cui verificata

Al fine di calcolare lo sforzo agente sui connettori tra il vecchio tombino ed i nuovi getti, sono stati inseriti nel modello di calcolo una serie di elementi trave di sezione 50x50cm in modo da poter essere considerati rigidi. I connettori sono incastrati al nuovo getto ed incernierati nel vecchio getto. In tal modo si ottiene il trasferimento degli sforzi di taglio tra i due getti, impedendo però il trasferimento dei momenti.



Figura 27 – Dettaglio modellazione connettore

In seguito sono riportati gli output grafici del programma di calcolo con le sollecitazioni nei vari connettori lungo la platea e le pareti inclinate. Questi ultimi sono disposti ad un passo di circa 20 cm Per quanto riguarda la platea di fondazione sono disposti due connettori ogni 20 cm.

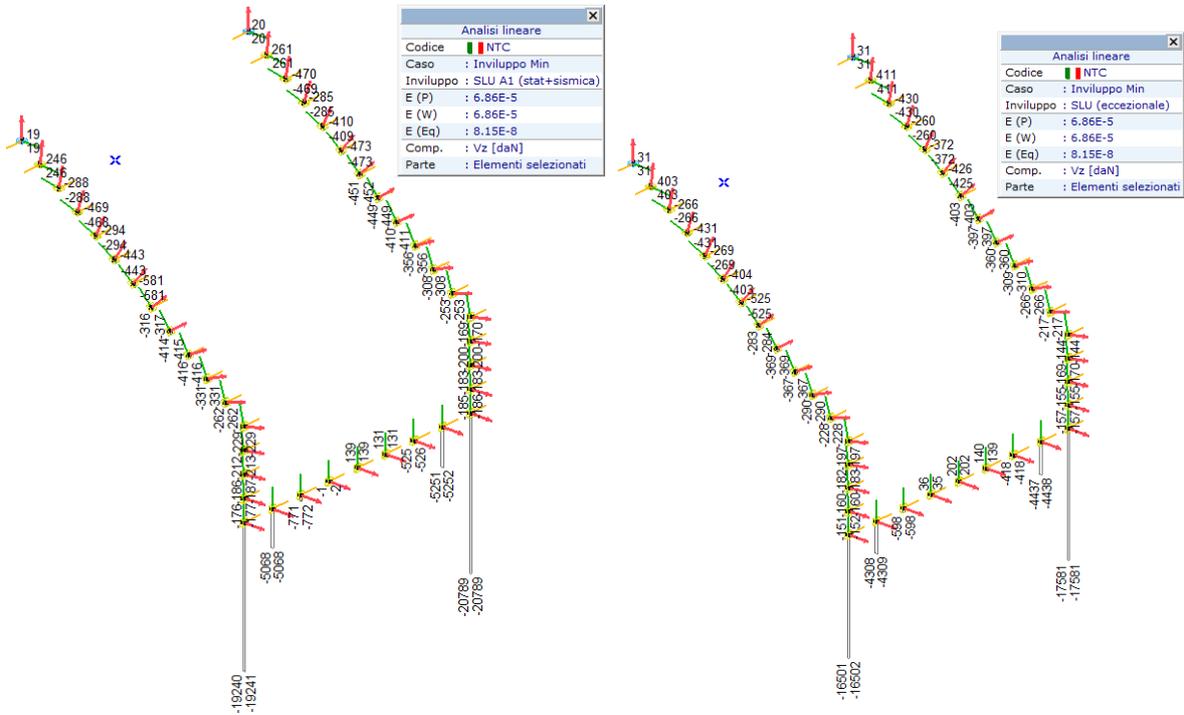


Figura 28 – Sollecitazioni taglianti connettori Vz- Modello 1- Involuppo comb. Statica /sismica e Eccezionale

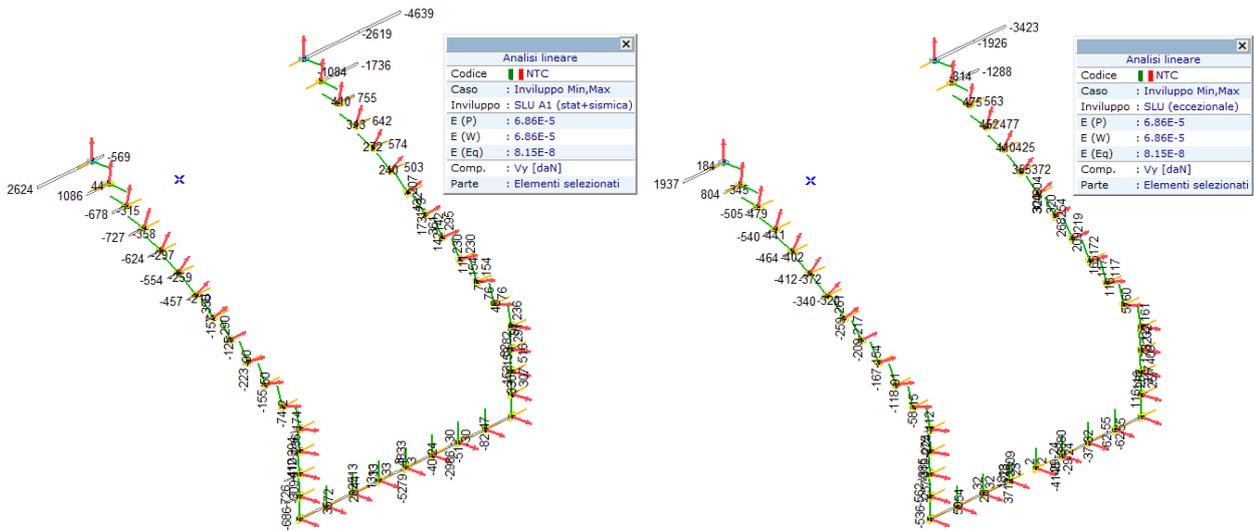


Figura 29 – Sollecitazioni taglianti connettori Vy- Modello 1- Involuppo comb. Statica /sismica e Eccezionale

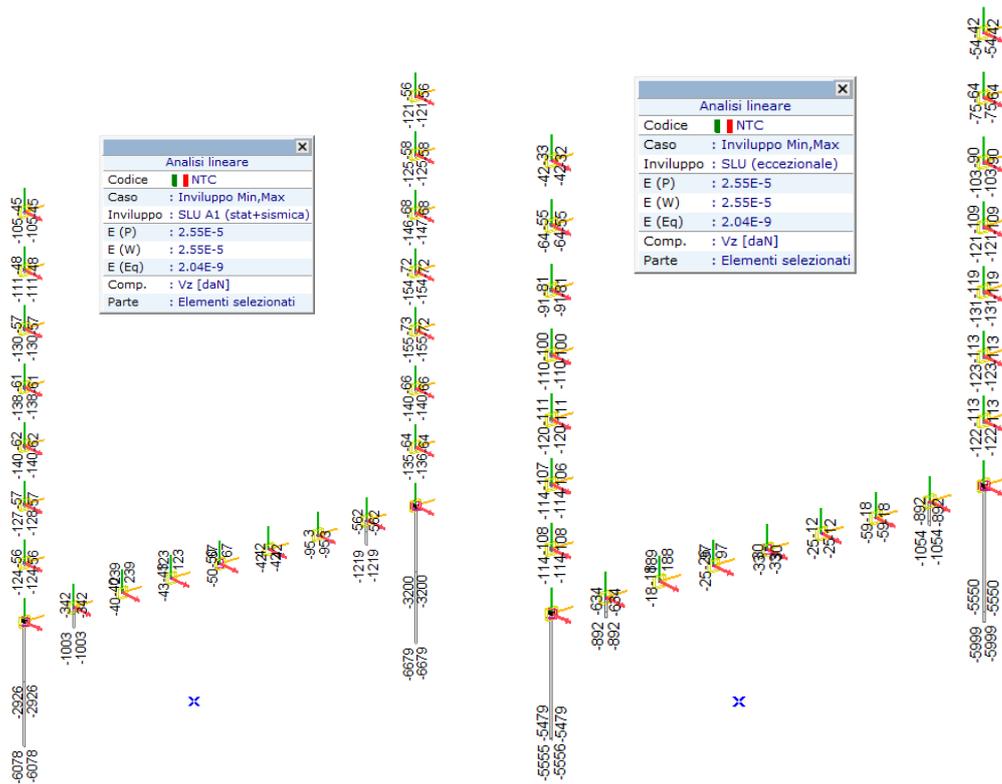


Figura 30 – Sollecitazioni taglianti connettori Vz- Modello 2- Inviluppo comb. Statica /sismica e Eccezionale

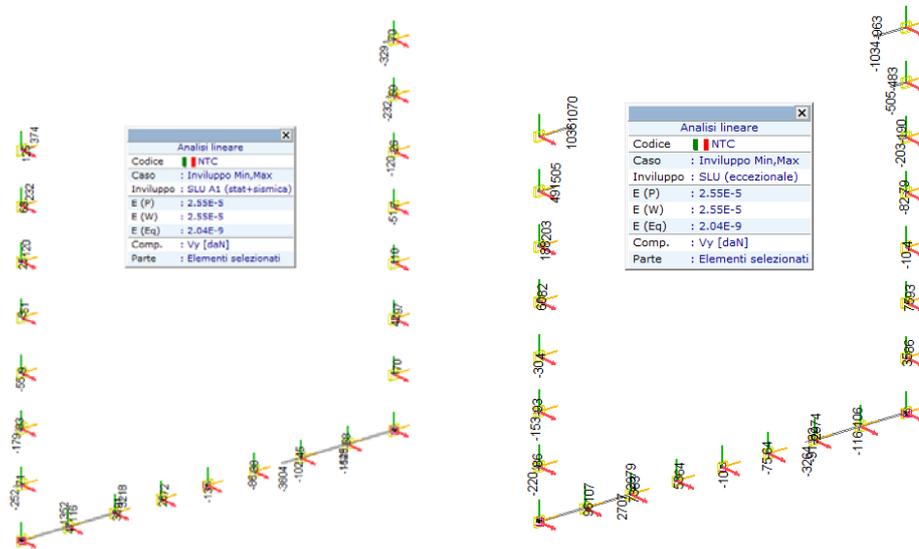


Figura 31 – Sollecitazioni taglianti connettori Vy- Modello 2- Inviluppo comb. Statica /sismica e Eccezionale

Si riporta la verifica dei connettori del modello 1 in quanto risultano i più sollecitati.

Il connettore maggiormente cimentato tra i due modelli risulta essere quelli alle estremità delle pareti laterali e della platea:

Connettore sommità mod.1:  $V_{Ed,y} = 47 \text{ kN}$

Connettore base mod.1:  $V_{Ed,z} = 208 \text{ kN}$

Per assorbire gli elevati sforzi localizzati alle estremità si concentrano nei primi 10 cm degli spezzoni di diametro maggiore e nelle restanti zone sono adottati dei  $\Phi 14/20$ .

Gli sforzi nelle estremità sono:

$$V_{Ed, \text{base}} = 208/0.135*0.10 = 154 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, \text{sommità}} = 47/0.1*0.1 = 47 \text{ kN}$$

Considerando

- base:  $2*2\Phi 16/10$   $V_{rd} = 4*2.01*39.13/\sqrt{3} = 180 \text{ kN} > 154 \text{ kN}$  **VERIFICATO**
- sommità  $2\Phi 14/20$   $V_{rd} = 2*1.54*39.13/\sqrt{3} = 70 \text{ kN} > 47 \text{ kN}$  **VERIFICATO**

Gli sforzi nelle restanti zone sono:

$$V_{Ed, \text{base}} = 50 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, \text{sommità}} = 17 \text{ kN}$$

Considerando

- base:  $2\Phi 14/20$   $V_{rd} = 2*1.54*39.13/\sqrt{3} = 70 \text{ kN} > 50 \text{ kN}$  **VERIFICATO**
- sommità  $1\Phi 14/20$   $V_{rd} = 1.54*39.13/\sqrt{3} = 35 \text{ kN} > 17 \text{ kN}$  **VERIFICATO**

## 12. Verifiche geotecniche

### 12.1 Verifica a carico limite della fondazione

Di seguito si riporta la verifica a carico limite della fondazione. Nella figura seguente si riporta l'involuppo delle pressioni in condizione A2, statica e sismica.

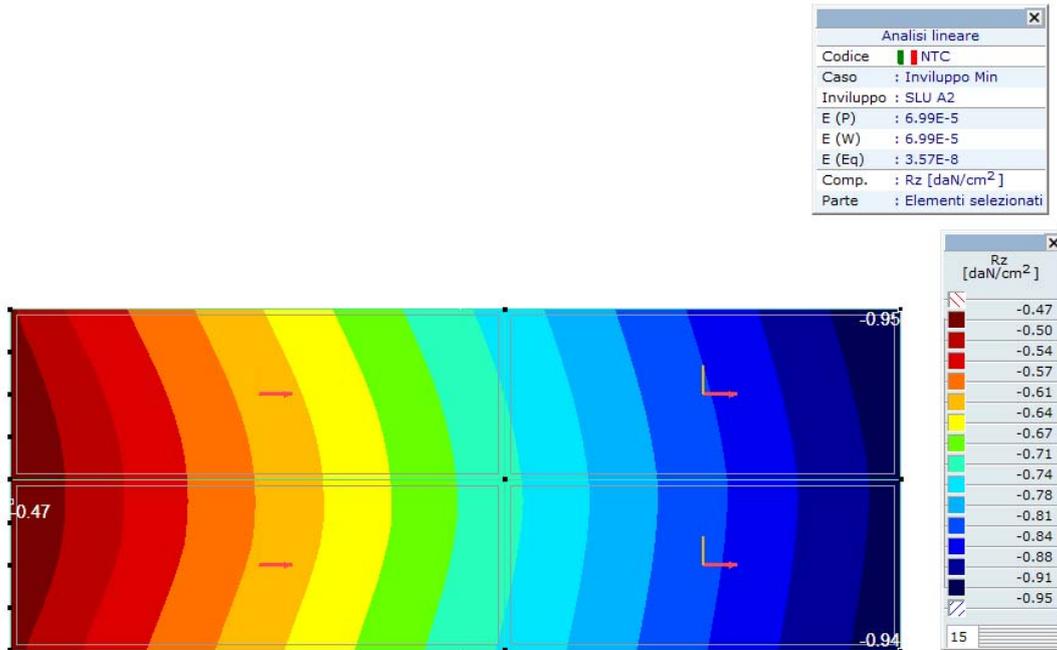


Figura 32 – Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Statica modello 1

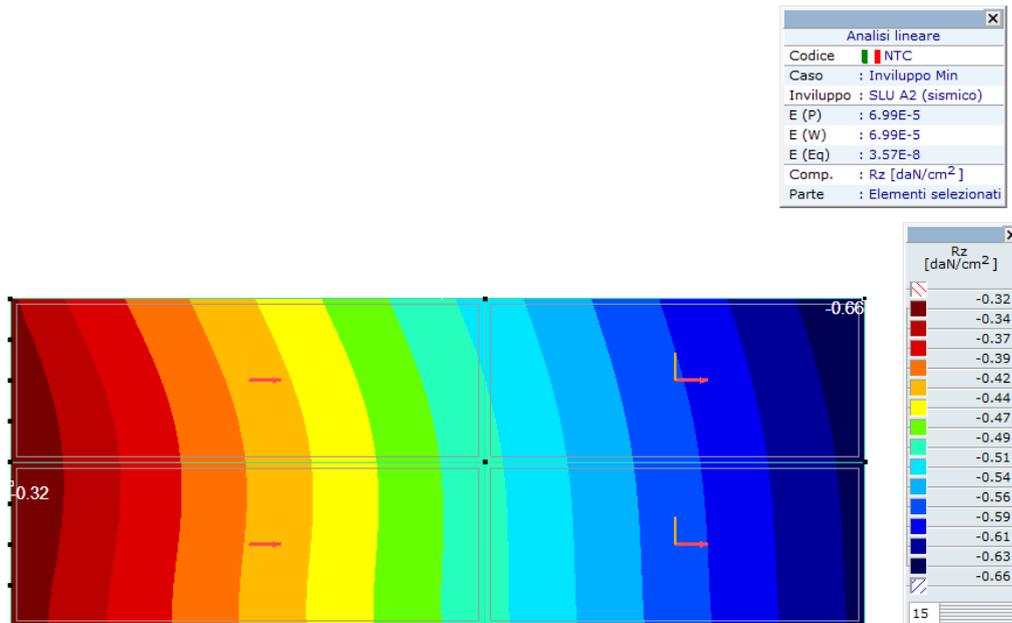


Figura 33– Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Sismico modello 1

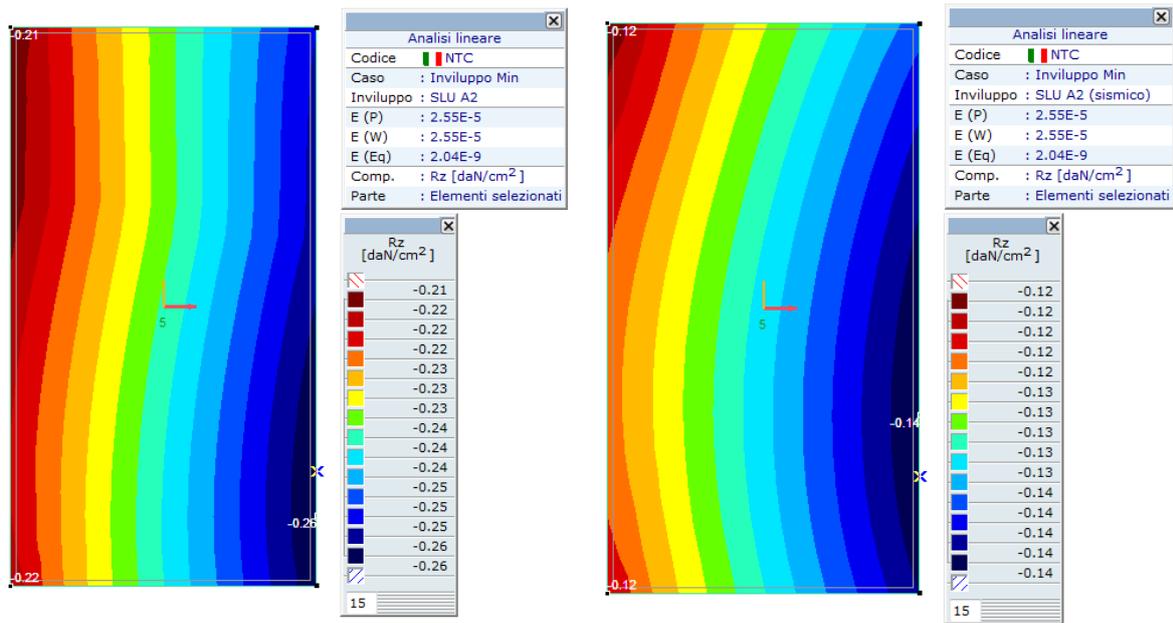


Figura 34 – Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Statica/sismica modello 2

La verifica è svolta per entrambe le configurazioni:

**Modello 1 (allungamento maggiore)**

**DATI GLOBALI**

c =	0 kN/m <sup>2</sup>	Coesione
$\gamma_t$ =	20 kN/m <sup>3</sup>	Densità terreno
$\varphi$ =	30 °	Angolo di attrito terreno
D =	2.5 m	Approfondimento piano di fondazione
B =	2.4 m	Base fondazione
L =	5.69 m	Larghezza fondazione
$a_{g0}$ =	0.165	Accelerazione al suolo
S =	1.2	Coeff. amplificazione
$\beta$ =	1	Coeff. riduzione (§7.11.3.5.2 NTC08)
$a_g$ =	0.198	Accelerazione di picco

**COMBINAZIONI**

A2+M2+R2 statica	
$\gamma_f$ =	1.25 SLU
$\gamma_c$ =	1.25 SLU
$\gamma_B$ =	1.80 SLU
$\gamma_{cu}$ =	1.40 SLU
E(B) =	0.00 m
E(L) =	0.00 m
$p_n$ =	95.00 kN/mq
$p_h$ =	0.00 kN/mq
$q_{lim}$ =	452 kN/mq
<b>FS =</b>	<b>4.76</b>

A2+M2+R2 sisma	
$\gamma_f$ =	1.25 SLU
$\gamma_c$ =	1.25 SLU
$\gamma_B$ =	1.80 SLU
$\gamma_{cu}$ =	1.40 SLU
E(B) =	0.00 m
E(L) =	0.00 m
$p_n$ =	66.00 kN/mq
$p_h$ =	9.58 kN/mq
$q_{lim}$ =	292 kN/mq
<b>FS =</b>	<b>4.43</b>

La pressione laterale  $p_h$  indotta dalle forze sismiche è pari a:

$A_{sc1} =$	1.28 m <sup>2</sup>	Area pareti
$p_{wh} =$	264 kg/m <sup>2</sup>	Forza d'inerzia scatolare
$\Delta p_e =$	1665 kg/m	Incremento sp. sismica su 1 m
$p_h =$	694 kg/m <sup>2</sup>	Forza d'inerzia terreno
$p_{h,tot} =$	<b>9.58</b> kN/m <sup>2</sup>	Pressione orizzontale

### Modello 2 (allungamento minore)

#### DATI GLOBALI

$c =$	0 kN/m <sup>2</sup>	Coesione
$\gamma_t =$	20 kN/m <sup>3</sup>	Densità terreno
$\varphi =$	30 °	Angolo di attrito terreno
$D =$	2.5 m	Approfondimento piano di fondazione
$B =$	2.4 m	Base fondazione
$L =$	1.20 m	Larghezza fondazione
$a_{g0} =$	0.165	Accelerazione al suolo
$S =$	1.2	Coeff. amplificazione
$\beta =$	1	Coeff. riduzione (§7.11.3.5.2 NTC08)
$a_g =$	0.198	Accelerazione di picco

#### COMBINAZIONI

<b>A2+M2+R2 statica</b>	
$\gamma_f =$	1.25 SLU
$\gamma_c =$	1.25 SLU
$\gamma_B =$	1.80 SLU
$\gamma_{cu} =$	1.40 SLU
$E(B) =$	0.00 m
$E(L) =$	0.00 m
$p_n =$	26.00 kN/mq
$p_h =$	0.00 kN/mq
$q_{lim} =$	645 kN/mq
<b>FS =</b>	<b>24.79</b>

<b>A2+M2+R2 sisma</b>	
$\gamma_f =$	1.25 SLU
$\gamma_c =$	1.25 SLU
$\gamma_B =$	1.80 SLU
$\gamma_{cu} =$	1.40 SLU
$E(B) =$	0.00 m
$E(L) =$	0.00 m
$p_n =$	14.00 kN/mq
$p_h =$	9.58 kN/mq
$q_{lim} =$	116 kN/mq
<b>FS =</b>	<b>8.28</b>

$A_{sc1} =$	1.28 m <sup>2</sup>	Area pareti tratto 1
$p_{wh} =$	264 kg/m <sup>2</sup>	Forza d'inerzia scatolare
$\Delta p_e =$	1665 kg/m	Incremento sp. sismica su 1 m
$p_h =$	694 kg/m <sup>2</sup>	Forza d'inerzia terreno
$p_{h,tot} =$	<b>9.58</b> kN/m <sup>2</sup>	Pressione orizzontale

**Il carico limite risulta maggiore in entrambe le configurazioni.**

Nella pagina seguente sono riportati i tabulati di calcolo.  
**Combinazione A2+M2+R2 Statica – modello 1**

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				
Peso specifico del terreno	$g_t =$	20.00	kN/m <sup>3</sup>	$c =$ 0 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	24.00	°	$f =$ 30°
Coesione del terreno	$c_d =$	0.00	kN/m <sup>2</sup>	$g_f =$ 1.25 SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w =$	0.00	°	$g_c =$ 1.25 SLU
				$g_R =$ 1.80 SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE				
Profondita' di imposta della fondazione	$D =$	2.50	m	$c_u =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di inclinazione piano di fondazione ( $\leq \phi$ )	$a =$	0.00	°	$g_{cu} =$ 1.40 SLU
				$c_{ud} =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Larghezza fondazione	$B =$	2.40	m	
Lunghezza fondazione	$L =$	5.69	m	$A =$ 13.656 mq
Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.00	m	
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00	m	
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	2.4	m	
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	5.69	m	
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	95.00	kN/m <sup>2</sup> =	0.95 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	0.00	kN/m <sup>2</sup> =	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
Carico normale alla fondazione	$N =$	1297	kN =	129732 kg
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	0	kN =	0 kg
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	0.00	kN/m <sup>2</sup>	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		$g$	$q$	$c$
Fattori principali (kN/m <sup>2</sup> )	$F$	24.00	50.00	0.00
Fattori di capacità portante	$N$	5.75	9.60	19.32
Fattori di forma fondazione	$s$	1.10	1.10	1.20
Fattori di profondità del piano di fondazione	$d$	1.00	1.25	1.28
Fattori di inclinaz. del carico	$i$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	$b$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	$g$	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	$F N s d i b q$	152	661.59	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	452	kN/m <sup>2</sup> =	4.52 kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	6170	kN =	617005 kg
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS=</b>	<b>4.76</b>		

## Combinazione A2+M2+R2 Sismica – modello 1

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				
Peso specifico del terreno	$g_t =$	20.00 kN/m <sup>3</sup>	$c =$	0 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	24.00 °	$f =$	30.00 °
Coesione del terreno	$c_d =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$g_f =$	1.25 SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w =$	0.00 °	$g_c =$	1.25 SLU
			$g_R =$	1.80 SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE				
Profondita' di imposta della fondazione	$D =$	2.50 m	$c_u =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di inclinazione piano di fondazione ( $\leq \phi$ )	$a =$	0.00 °	$g_{cu} =$	1.40 SLU
			$c_{ud} =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Larghezza fondazione	$B =$	2.40 m		
Lunghezza fondazione	$L =$	5.69 m	$A =$	13.656 mq
Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.00 m		
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00 m		
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	2.40 m		
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	5.69 m		
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	66.00 kN/m <sup>2</sup> =	0.66	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	9.58 kN/m <sup>2</sup> =	0.096	kg/cm <sup>2</sup>
Carico normale alla fondazione	$N =$	901 kN =	90130	kg
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	131 kN =	13077.97	kg
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	0.00	kg/cm <sup>2</sup>
Accelerazione di picco	$a_g =$	0.198 g		
Coefficiente sismico	$k_{hk} =$	0.198		
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficients di Brinch-Hansen		$g$	$q$	$c$
Fattori principali (kN/m <sup>2</sup> )	$F$	4.7520	50.00	0.00
Fattori di capacità portante	$N$	5.75	9.60	19.32
Fattori di forma fondazione	$s$	1.10	1.10	1.20
Fattori di profondità del piano di fondazione	$d$	1.00	1.25	1.28
Fattori di inclinaz. del carico	$i$	0.65	0.77	0.76
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	$b$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	$g$	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	$F N s d i b q$	19.66	506.54	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	292 kN/m <sup>2</sup> =	2.92	kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	3992 kN =	399209	kg
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS =</b>	<b>4.43</b>		

## Combinazione A2+M2+R2 Statica – modello 2

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				
Peso specifico del terreno		$g_t =$	20.00 kN/m <sup>3</sup>	$c =$ 0 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito del terreno		$f_d =$	24.00 °	$f =$ 30 °
Coazione del terreno		$c_d =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$g_f =$ 1.25 SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna		$w =$	0.00 °	$g_c =$ 1.25 SLU
				$g_R =$ 1.80 SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE				
Profondita' di imposta della fondazione		$D =$	2.50 m	$c_u =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di inclinazione piano di fondazione ( $\leq \phi$ )		$a =$	0.00 °	$g_{cu} =$ 1.40 SLU
				$c_{ud} =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Larghezza fondazione		$B =$	2.40 m	
Lunghezza fondazione		$L =$	1.20 m	$A =$ 2.88 mq
Eccentricità carico verticale in direzione B		$E(B) =$	0.00 m	
Eccentricità carico verticale in direzione L		$E(L) =$	0.00 m	
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$B(EQ) =$	2.4 m	
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) =$	1.2 m	
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione		$p_n =$	26.00 kN/m <sup>2</sup> = 0.26 kg/cm <sup>2</sup>	
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_h =$	0.00 kN/m <sup>2</sup> = 0.00 kg/cm <sup>2</sup>	
Carico normale alla fondazione		$N =$	75 kN = 7488 kg	
Carico tangenziale alla fondazione		$T =$	0 kN = 0 kg	
Sovraccarico sul piano campagna		$Q =$	0.00 kN/m <sup>2</sup> = 0.00 kg/cm <sup>2</sup>	
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		$g$	$q$	$c$
Fattori principali (kN/m <sup>2</sup> )	$F$	24.00	50.00	0.00
Fattori di capacità portante	$N$	5.75	9.60	19.32
Fattori di forma fondazione	$s$	1.47	1.47	1.95
Fattori di profondità del piano di fondazione	$d$	1.00	1.35	1.39
Fattori di inclinaz. del carico	$i$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	$b$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	$g$	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	$F N s d i b q$	203	957.09	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione		$q_{lim} =$	645 kN/m <sup>2</sup> = 6.45 kg/cm <sup>2</sup>	
Carico limite totale normale al piano di fondazione		$N_{lim} =$	1857 kN = 185661 kg	
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS=</b>	<b>24.79</b>		

## Combinazione A2+M2+R2 Sismica – modello 2

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				
Peso specifico del terreno		$g_t =$	20.00 kN/m <sup>3</sup>	$c =$ 0 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito del terreno		$f_d =$	24.00 °	$f =$ 30.00 °
Coesione del terreno		$c_d =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$gf =$ 1.25 SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna		$w =$	0.00 °	$gc =$ 1.25 SLU
				$gR =$ 1.80 SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE				
Profondita' di imposta della fondazione		$D =$	2.50 m	$c_u =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di inclinazione piano di fondazione ( $\leq \phi$ )		$a =$	0.00 °	$g_{cu} =$ 1.40 SLU
				$c_{ud} =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Larghezza fondazione		$B =$	2.40 m	
Lunghezza fondazione		$L =$	1.20 m	$A =$ 2.88 mq
Eccentricità carico verticale in direzione B		$E(B) =$	0.00 m	
Eccentricità carico verticale in direzione L		$E(L) =$	0.00 m	
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$B(EQ) =$	2.40 m	
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) =$	1.20 m	
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione		$p_n =$	14.00 kN/m <sup>2</sup> = 0.14 kg/cm <sup>2</sup>	
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_h =$	9.58 kN/m <sup>2</sup> = 0.096 kg/cm <sup>2</sup>	
Carico normale alla fondazione		$N =$	40 kN = 4032 kg	
Carico tangenziale alla fondazione		$T =$	28 kN = 2758.096 kg	
Sovraccarico sul piano campagna		$Q =$	0.00 kN/m <sup>2</sup> = 0.00 kg/cm <sup>2</sup>	
Accelerazione di picco		$a_g =$	0.198 g	
Coefficiente sismico		$k_{hk} =$	0.198	
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		$g$	$q$	$c$
Fattori principali (kN/m <sup>2</sup> )	$F$	4.7520	50.00	0.00
Fattori di capacità portante	$N$	5.75	9.60	19.32
Fattori di forma fondazione	$s$	1.47	1.47	1.95
Fattori di profondità del piano di fondazione	$d$	1.00	1.35	1.39
Fattori di inclinaz. del carico	$i$	0.07	0.22	0.20
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	$b$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	$g$	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	$F N s d i b q$	2.74	205.96	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione		$q_{lim} =$	116 kN/m <sup>2</sup> = 1.16 kg/cm <sup>2</sup>	
Carico limite totale normale al piano di fondazione		$N_{lim} =$	334 kN = 33391 kg	
Coefficiente di sicurezza	<b>FS=</b>	<b>8.28</b>		

## 1. Allegato 1: Considerazioni sui carichi stradali

### 1.1 Premessa

Si studia l'azione del carico stradale da applicare al modello di calcolo degli scatolari oggetto dell'intervento globale.

### 1.2 Considerazioni normative e di letteratura

I manufatti oggetto di esame non sono strettamente disciplinati dalle vigenti norme in materia. In particolare, il DM 14/1/2008<sup>1</sup>, non riporta la capitolo relativo ai ponti stradali alcuna indicazione relativa a manufatti di tale tipo, ma lascia della indicazioni relative a manufatti accessori al ponte stesso.

E' pertanto utile approfondire l'indagine sul tipo di carico che può essere coerente assegnare a tali manufatti, considerando la loro collocazione, ossia a servizio di un nastro stradale, avendo come obiettivo quello di non assoggettare manufatti ad azioni del tutto irrealistiche, che anche se prudenziali renderebbero il dimensionamento irrazionale sotto il profilo economico e decisamente inusuale rispetto alla pratica consolidata sino ad oggi, almeno per lo scenario italiano, ovvero in modo duale non coerente coi requisiti di sicurezza.

Si osserva preliminarmente che il paragrafo della circolare riguarda i manufatti che afferiscono alle opere che sono funzionali al ponte stesso,

Inoltre gli schemi di carico previsti dalla norma non rappresentano dei carichi reali che fisicamente transitano sul manufatto (ponte) ma solo uno scenario di carico che complessivamente simuli gli effetti del carico mobile sul ponte stesso.

Così è riportato negli studi propedeutici ai carichi per i ponti:

#### 1 INTRODUCTION

Whilst in traditional bridge codes static loads were represented by real vehicles, in modern codes, static verifications are performed through artificial models, resulting in the same values of the effects induced in the bridges by the real traffic.

Static traffic load models for road, pedestrian and railway bridges of the new Eurocode EN 1991-2 [1] are illustrated, stressing the background philosophy and the applied methodological criteria.

**Figura 35: Premesse concettuali ai carichi da ponte del DM 14/1/2008 - EC1**

Pertanto gli schemi di carico previsti per simulare gli effetti complessivi, nel pertinente significato probabilistico sotteso dal carico stesso, non rappresentano alcuna realtà fisica e rischiano, se applicati ad un manufatto decisamente meno significativo sotto il profilo statico

<sup>1</sup> Per brevità NTC08 nel seguito.

di un ponte in senso stretto, di generare dei risultati irrealistici e certamente singolari sotto il profilo economico. Evidentemente ciò non pregiudica certamente i termini di sicurezza, rafforzandoli in maniera elevata rispetto alla prassi sino ad oggi utilizzata.

D'altra parte il testo dell'EC1 (EN 1991-2:2003), testualmente avverte che lo schema di carico 2 (LM2 nel testo) è quello che rappresenta le situazioni simili a quelle in oggetto (cfr. box in Figura 36).

#### 4.3.1 General and associated design situations

- (1) Characteristic loads are intended for the determination of road traffic effects associated with ultimate limit state verifications and with particular serviceability verifications (see EN 1990 to EN 1999).
- (2) The load models for vertical loads represent the following traffic effects :
  - a) Load Model 1 (LM1) : Concentrated and uniformly distributed loads, which cover most of the effects of the traffic of lorries and cars. This model should be used for general and local verifications.
  - b) Load Model 2 (LM2) : A single axle load applied on specific tyre contact areas which covers the dynamic effects of the normal traffic on short structural members.

NOTE 1 As an order of magnitude, LM2 can be predominant in the range of loaded lengths up to 3m to 7m.

#### Figura 36: Testo EN1991-2:2003. Significatività del carico tandem 2,

Evidentemente, ciò è coerente col fatto che lo schema di carico 1 non nasce, concettualmente, come un carico reale ma come un carico “fittizio” che riproduca complessivamente le azioni che su un ponte possono manifestarsi per effetto del traffico veicolare nell'arco della sua vita di servizio.

Già da questo ragionamento, si può ritenere che il carico più appropriato da utilizzare per i manufatti che non siano strettamente assimilabili a ponti stradali, e quindi disciplinati dalle norme specifiche, possa essere attinto da tale contesto e specificamente dovrebbe essere sufficiente lo schema di carico 2.

Un altro aspetto da considerare, è dato dall'entità dei carichi previsti, questa volta con riferimento a mezzi fisici, dalla norme stesse (segnatamente NTC08):

Tabella 5.1.VII – Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti

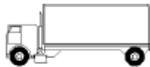
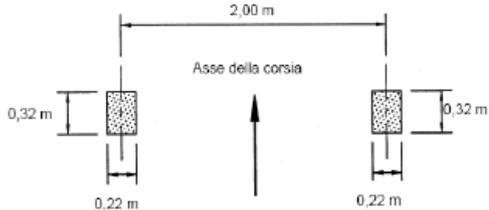
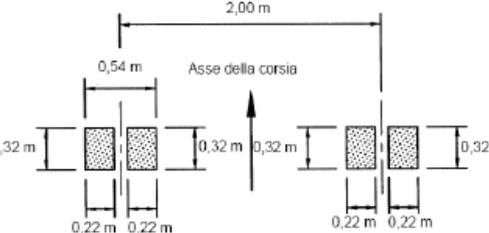
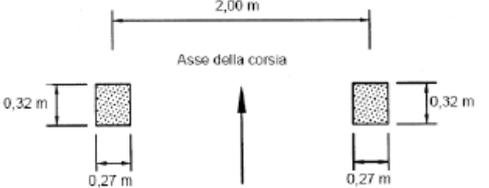
SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
			140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110	C
			110	C

Figura 37: NTC08 – modelli di carico per verifiche a fatica: schemi fisici di veicoli

I mezzi rappresentati nella Figura 37 hanno una notevole similitudine con quelli che realmente circolano, e che spesso sono utilizzati nelle prove di carico, i cui assi sono materialmente soggetti a pesa ufficiale.

Anche la geometria degli assi è quella relativa a veicoli reali:

**Tabella 5.1.IX – Dimensioni degli assi e delle impronte per i veicoli equivalenti**

Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	
B	
C	

**Figura 38: NTC08 – assi previsti per le verifiche a fatica. Schemi fisici di veicoli**

E' facile verificare che il carico tandem dello schema 2, effettivamente, è assimilabile all'azione esercitata dagli assi dei mezzi fisici e prossimo a quelli previsti dalle NTC stesse quando fanno riferimento a mezzi reali.

Una ulteriore precisazione merita l'analisi del Codice della Strada<sup>2</sup> (Decreto Legisl. 30 aprile 1992 n. 285 s.m.i), per quanto riguarda i la masse ammesse al transito:

### Capo I - DEI VEICOLI IN GENERALE

#### Art. 62. Massa limite.

1. La massa limite complessiva a pieno carico di un veicolo, salvo quanto disposto nell'art. 10 e nei commi 2, 3, 4, 5 e 6 del presente articolo, costituita dalla massa del veicolo stesso in ordine di marcia e da quella del suo carico, non può eccedere 5 t per i veicoli ad un asse, 8 t per quelli a due assi e 10 t per quelli a tre o più assi.

2. Con esclusione dei semirimorchi, per i rimorchi muniti di pneumatici tali che il carico unitario medio trasmesso all'area di impronta sulla strada non sia superiore a 8 daN/cm<sup>2</sup>, la massa complessiva a pieno carico non può eccedere 6 t se ad un asse, con esclusione dell'unità posteriore dell'autosnodato, 22 t se a due assi e 26 t se a tre o più assi.

<sup>2</sup> <http://www.aci.it/i-servizi/normative/codice-della-strada/titolo-iii-dei-veicoli/art-62-massa-limite.html>

3. Salvo quanto diversamente previsto dall'articolo 104, per i veicoli a motore isolati muniti di pneumatici, tali che il carico unitario medio trasmesso all'area di impronta sulla strada non sia superiore a  $8 \text{ daN/cm}^2$  e quando, se trattasi di veicoli a tre o più assi, la distanza fra due assi contigui non sia inferiore ad 1 m, la massa complessiva a pieno carico del veicolo isolato non può eccedere 18 t se si tratta di veicoli a due assi e 25 t se si tratta di veicoli a tre o più assi; 26 t e 32 t, rispettivamente, se si tratta di veicoli a tre o a quattro o più assi quando l'asse motore è munito di pneumatici accoppiati e di sospensioni pneumatiche ovvero riconosciute equivalenti dal Ministero dei trasporti. Qualora si tratti di autobus o filobus a due assi destinati a servizi pubblici di linea urbani e suburbani la massa complessiva a pieno carico non deve eccedere le 19 t.

4. Nel rispetto delle condizioni prescritte nei commi 2, 3 e 6, la massa complessiva di un autotreno a tre assi non può superare 24 t, quella di un autoarticolato o di un autosnodato a tre assi non può superare 30 t, quella di un autotreno, di un autoarticolato o di un autosnodato non può superare 40 t se a quattro assi e 44 t se a cinque o più assi.

5. Qualunque sia il tipo di veicolo, la massa gravante sull'asse più caricato non deve eccedere 12 t.

6. In corrispondenza di due assi contigui la somma delle masse non deve superare 12 t se la distanza assiale è inferiore a 1 m; nel caso in cui la distanza assiale sia pari o superiore a 1 m ed inferiore a 1,3 m, il limite non può superare 16 t; nel caso in cui la distanza sia pari o superiore a 1,3 m ed inferiore a 2 m, tale limite non può eccedere 20 t.



Figura 39: Stralcio sintesi art. 62 C.S.<sup>3</sup>

<sup>3</sup> <http://www.teonline.it/wp-content/uploads/Art62.pdf>

Le prescrizioni del codice sono quindi quelle che realmente devono essere rispettate da tutti i veicoli transitanti sulla rete viaria, ponti compresi, e quindi non possono essere particolarmente distanti (fatti salvi gli effetti dinamici che il C.S. non può contemplare) da quelli che cimentano i vari manufatti.

Nello specifico: il massimo carico ammesso su un asse è 120kN. Si riterrebbe dunque ragionevole, per i manufatti in oggetto, poter utilizzare il carico tandem dello schema 2 (400kN).

### **1.3 Effetto di diffusione del carico**

Il carico ruota in superficie si trasmette alle strutture di sostegno tramite meccanismi di diffusione che, nelle norme ma soprattutto negli studi specialistici, sono schematizzati per poter essere utilizzati in un contesto pratico di progettazione.

Le norme Italiane trattano in modo prescrittivo la diffusione del carico ruota nel caso degli impalcati (§5.1.3.3.6 Strutture Secondarie di Impalcato Diffusione dei carichi locali), mentre a livello informativo la Circolare 617/09 riporta un angolo di diffusione di 30° in rilevati ben consolidati (cfr. § C5.1.3.3.7.1 Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte). Nuovamente, il ragionamento è focalizzato su manufatti funzionali al ponte stesso e non già per manufatti avulsi da tale opera, come il caso della scatolare singolo. D'altro canto, gli studi specialistici, tipicamente di estrazione USA, danno conto di un angolo di diffusione simile a quello tratteggiato dalla circolare citata per lo strato di terreno di ricoprimento, considerando anche l'effetto di ripartizione della pavimentazione.

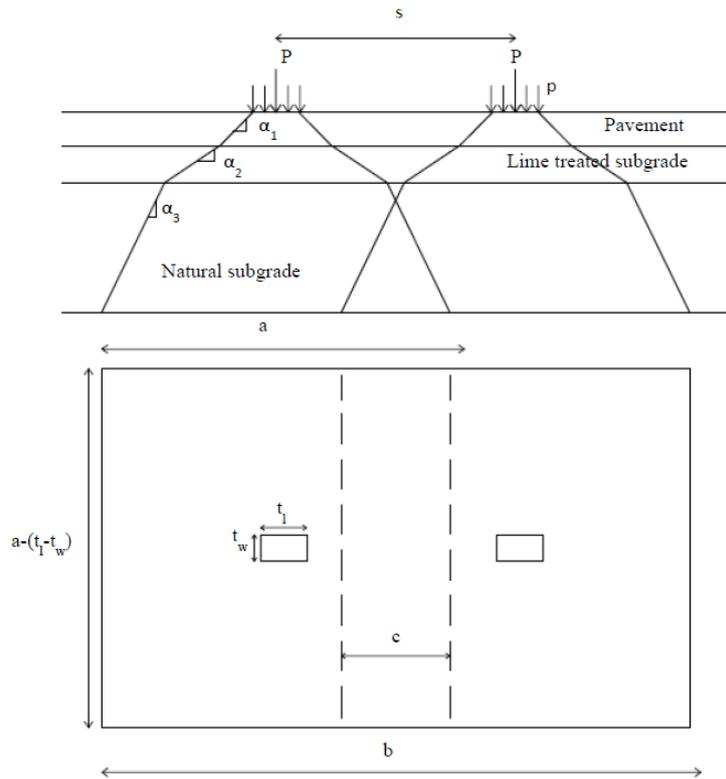


Figura 40: Diffusione carichi ruota secondo K-DOT (Studi Kentucky Dept. Of Transp.)

In tali studi gli approfondimenti sono maggiormente esaustivi, partendo giustamente dai concetti teorici di propagazione delle tensioni in un semispazio e quindi indicando delle alternative di pratico utilizzo coerenti con la prassi dell'ingegneria. Gli angoli di diffusione, come detto, sono differenziati a seconda dello strato entro cui le tensioni diffondono; nello specifico, prevedono un angolo decisamente maggiore nello strato di pavimentazione ( $45^\circ$ ) e mantengono una diffusione 2:1 ( $\sim 30^\circ$ ) nel caso dello strato di ricoprimento in terreno.

I dati riportati sono i seguenti:

TABLE 6.3  
Distribution Angle between Pavement Layers

Pavement layer	$E_1$ (MPa)	$E_2$ (MPa)	Distribution angle, $\alpha_1$ ( $^\circ$ )
Asphalt concrete/lime-treated subgrade	1827	310	45.0
Lime-treated subgrade/natural subgrade	310	12	71.7
Natural subgrade/culvert slab	12	-	27.0

Figura 41: Angoli di diffusione K-DOT (Studi Kentucky Dept. Of Transp.)

Giunti ad estradosso soletta il carico diffonde al piano medio con inclinazione a  $45^\circ$ , come previsto dalla norma italiana.

E' da considerare che una prudenza negli angoli di ripartizione è coerente quanto i manufatti di cui si tratta afferiscono a un'opera importante come un ponte per la quale si richiede chiaramente una coerenza di prestazioni anche per le opere di approccio al ponte stesso; diverso discorso appare se si “forza” un manufatto di modeste dimensioni ad assorbire carichi previsti per opere di impegno statico decisamente superiore, a causa di vuoti normativi.

#### **1.4 Effetto di ripartizione della soletta degli scatolari**

Il carico indotto dal transito dell'asse di carico, una volta subita la diffusione attuata dal ricoprimento discussa nel paragrafo precedente, giunge alla soletta di copertura del manufatto. Esso è realmente un elemento tridimensionale, e la soletta si comporta, localmente come una piastra.

La prassi progettuale, per i manufatti cilindrici, prevede l'utilizzo di uno schema piano dello scatolare (tipicamente un portale) per il quale si analizzano le sollecitazioni interne.

L'effetto del carico dovuto al battente di terreno agisce in modo costante lungo lo sviluppo del manufatto, per cui isolata la striscia di calcolo esso incide in modo uniforme su ognuna di esse. Diverso è il caso del carico stradale che interessa, di volta in volta delle fasce di soletta, e quindi attiva il funzionamento a piastra della stessa, con una nota ripartizione trasversale del carico stesso, dato che esso agisce su un'area parziale.

Più la luce dello scatolare è piccola maggiore è l'effetto di ripartizione, che peraltro è bene che sia tenuto in conto al fine di evitare fessurazioni parallele alla luce stessa (ossia generate dai momenti secondari dovuti alla ripartizione) che porterebbero a una sensibile riduzione di durabilità del manufatto e, in ultimo, anche alle condizioni di sicurezza per degrado<sup>4</sup>.

Pertanto è preferibile considerare questo effetto, anche in termini di armature secondarie, considerato che la meccanica del problema è esattamente quella descritta: il manufatto tenderebbe a reagire come descritto e quindi un “sovradosaggio” di armatura in una sola direzione è certamente benefico ma rischia di dislocare risorse in modo non bilanciato contravvenendo, alla fine per una mera comodità consolidata di calcolo, alla realtà fisica (locale) del manufatto.

Tornando al punto di partenza, si valuta per i manufatti oggetto di studio, l'effetto di ripartizione operato dalla soletta.

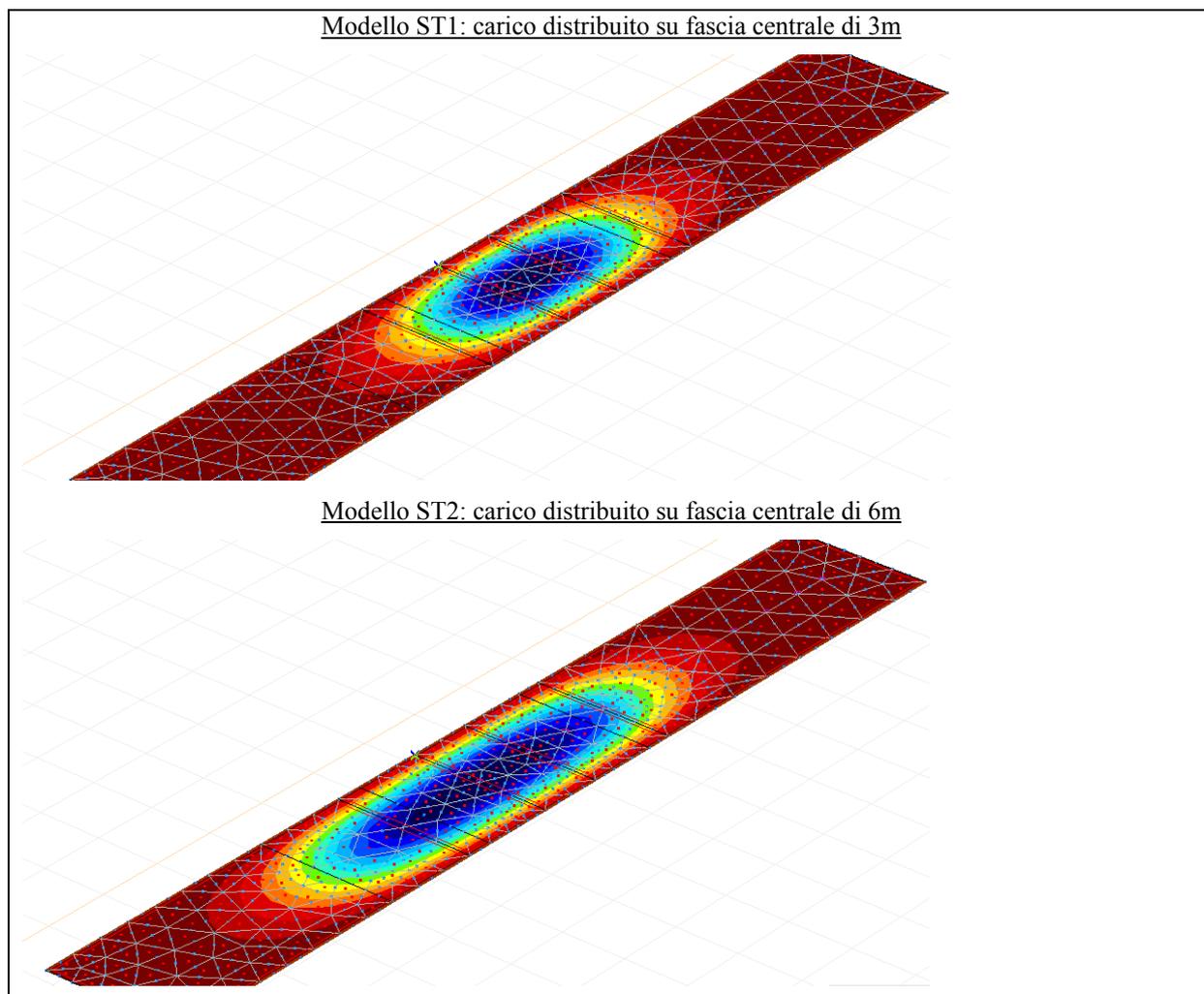
---

<sup>4</sup> Implicitamente, ciò è coerente con le prescrizioni in tema di degrado in quanto azione che cimenta l'opera, previste dalla NTC 2008 al cap. 2.5.4

A tal fine si studia, con modello numerico, una soletta “lunga” soggetta ad un carico parziale su una fascia di dimensiona paragonabile a quella che si è riscontrata coi modelli di diffusione del paragrafo precedente, e si valuta come coefficiente di ripartizione, il rapporto tra il momento in mezzeria per la striscia isolata (monodimensionale) e quello competente alla piastra in esame.

I risultati non sono generalizzabili a luci differenti e valgono solo per i manufatti in esame.

I modelli sono i seguenti:



**Figura 42: Modelli di piastra lunga con carichi su aree diffuse**

Per l’analisi, i modelli di cui sopra sono stati assoggettati ad un carico esplorativo pari a 100kN/mq.

La luce teorica della soletta è  $L = 2.2\text{m}$

Per un ml di fascia si ha  $M' = 100 \cdot 2.2^2 / 8 = 605 \text{ kNm/m}$

Dai due modelli di calcolo emergono i seguenti risultati :

Modello ST1  $M_1 = 4833 \text{ kgm/m} \rightarrow r = 4833 / 6050 = 0.80$

Modello ST2  $M_2 = 5936 \text{ kgm/m}$   $\rightarrow r = 5936/6050 = 0.98$

L'effetto di ripartizione non è molto sensibile, e la fascia di carico nella zona centrale non risente in modo particolare dell'effetto piastra, tanto meno tanto maggiore è l'estensione dell'area di carico.

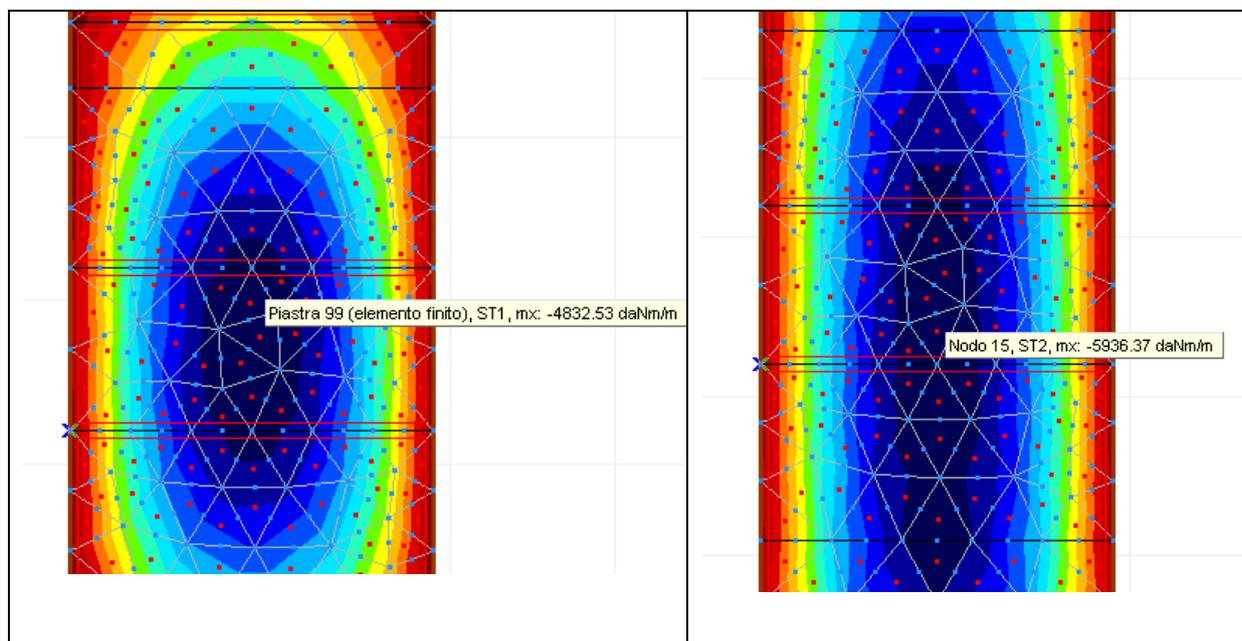


Figura 43: Effetto piastra nel caso di carichi su aree diffuse

Inoltre, ipotizzando differenti condizioni di vincolo invece dell'appoggio, si ottiene una ripartizione molto meno marcata, tendente al valore 0.90-0.94. Pertanto verrà trascurata in entrambe le ipotesi.

Diverso è lo scenario nel caso di basso ricoprimento, in cui i carichi ruota, applicati su piccola area di contatto possono “arrivare” direttamente alla soletta.

Data la configurazione della soletta la distanza tra gli assi è comparabile con la luce, per cui rischierebbero, almeno in buona parte, di scaricarsi direttamente agli appoggi per effetto “biella compressa,” come indicato nella norma al § 4.1.2.1.3.3 per il taglio. Si trascura questo meccanismo per la flessione, ma il momento sarà certamente ridotto a causa della vicinanza all'appoggio del carico.

Inoltre, sarà certamente sensibile l'effetto di ripartizione operato dalla soletta.

A tal fine si applica al medesimo modello un carico distribuito sull'area che rappresenta la singola ruota 40x40cmq.

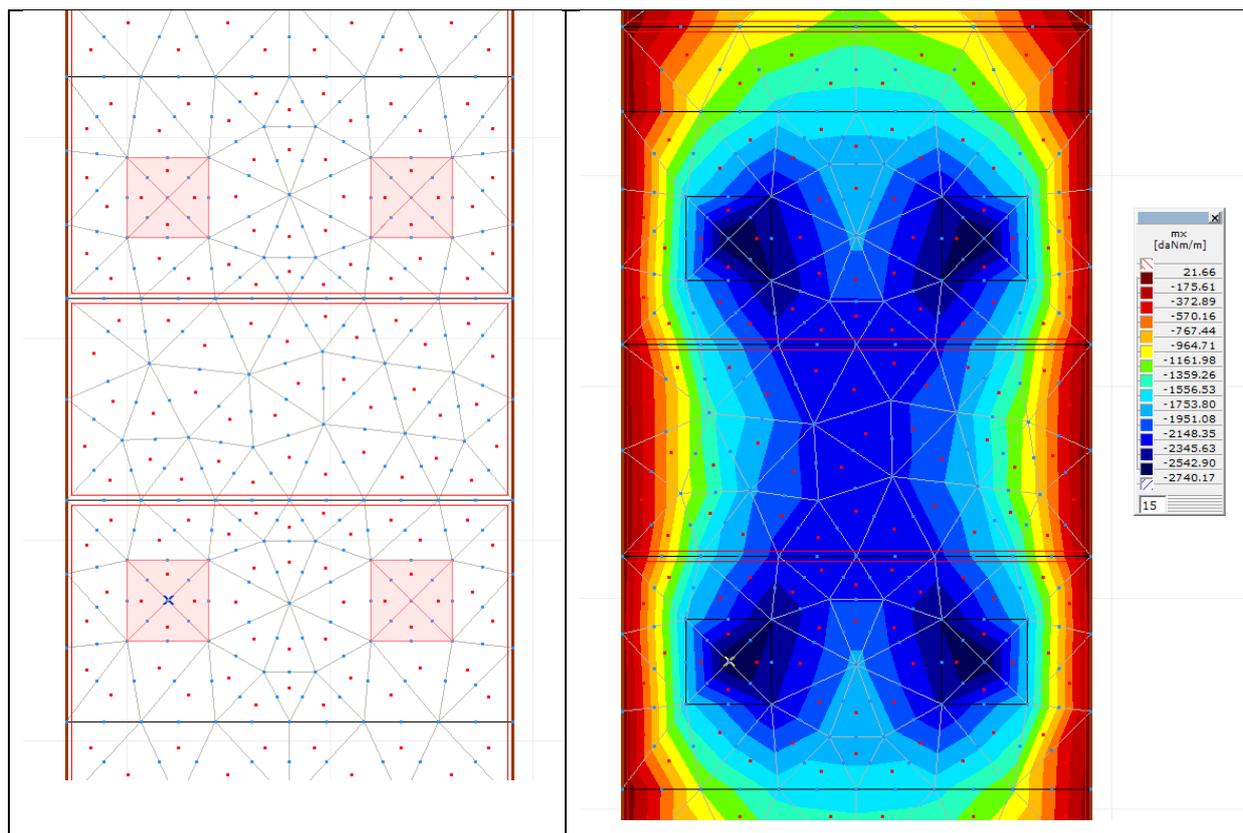


Figura 44: Effetto piastra nel caso di carichi su aree ridotte

Il carico prova applicato alle impronte è pari a

$$P = 100 \text{ kN}$$

Distanti dall'appoggio

$$a = (2.2-1.2)/2 = 0.5\text{m}$$

L'area di contatto è

$$A = 0.4*0.4 = 0.16 \text{ mq}$$

La pressione sulle aree è

$$p = 100/0.16 = 625 \text{ kN/mq}$$

Considerato un sistema a trave coi carichi  $P = 100 \text{ kN}$  vale  $M = 100*0.5 = 50 \text{ kNm}$

Il momento massimo letto dal modello è

$$m_1 = 27.4 \text{ kNm/m}$$

Pertanto l'effetto di piastra porta una riduzione di

$$r = 27.4/50 = 0.55$$

Con la medesima logica si ottiene l'analogo risultato per il caso di piastra incastrata (altra situazione limite in cui si trova la soletta). In tal caso si ha, per il momento negativo

$$r = 0.69$$

In questo caso è evidente come l'effetto piastra sia marcato e può essere tenuto in conto, al minimo con un valore  $r = 0.70$ , dato che al diminuire della rigidità del vincolo si riduce il valore  $r$  (ossia aumenta l'effetto ripartizione).

## 1.5 Analisi di scenari di carico esplorati

Alla luce delle considerazioni dei paragrafi precedenti si analizzano i seguenti scenari di carico, e si svolge qualche considerazione circa l'effetto del ricoprimento in soletta. Difatti, esso da un lato "aiuta" per l'aspetto della diffusione del carico ruota, ma dall'altro è una massa che grava sullo scatolare e, peraltro esercita delle azioni significative in termini di spinta sulla pareti del manufatto. Pertanto si ritiene utile esplorare l'effetto del rinterro sotto tale duplice azione, al fine di verificare la condizione più gravosa per il manufatto stesso.

In ordine, si indaga prima l'effetto della ripartizione del carico ruota, considerando sia il tandem dello schema 1 che il tandem dello schema 2, rimandando alla considerazione del carico più pertinente, al paragrafo 1.2.

Si prende a riferimento il tombino faunistico, che presenta in media un ricoprimento da progetto attuale variabile tra 58-70cm. Si assume il valore medio di ~65cm per i calcoli.

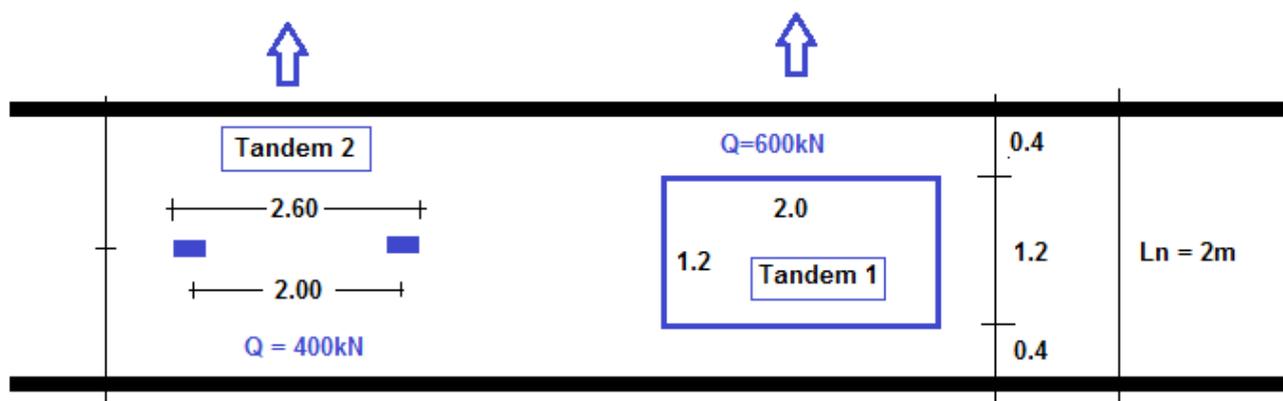


Figura 45: Angoli di diffusione K-DOT (Studi Kentucky Dept. Of Transp.)

Nel caso del carico tandem 1, si considera anche il carico uniforme pari a 9kN/mq, che diffonde, con il medesimo schema di angoli del carico ruota, nelle due direzioni.

L'applicazione del carico tandem è effettuata utilizzando un'area di carico pari a 2.2x3 mq come riportato nel punto citato dalla circolare 617/09.

Con i dati di cui sopra si riportano i vari risultati delle indagini sulla diffusione dei carichi e sul carico totale agente in soletta sul manufatto per vari battenti di terreno.

Il ricoprimento massimo è assunto pari a quello iniziale più un ulteriore battente di 2m, per tenere conto di eventuali future modifiche al tracciato. Le analisi sono svolte con diversi angoli di diffusione (30° costante come da circolare; variabile tra pavimentazione, assunta pari a 15cm, e ricoprimento)

I risultati di dettaglio sono riportati nei successivi fogli; qui di seguito si riporta la tabella di sintesi per alcuni commenti.

La tabella successiva riporta la sintesi delle varie analisi, in termini di carico complessivo in soletta:

- TM1 carico tandem 600kN + 9kN/mq
- TM2 carico tandem 400kN
- MIN/MAX = ricoprimento: minimo 90cm/ massimo 200cm per gli altri tombini

**Angolo di diffusione costante 30°**

CARICO	TM1-MIN	TM1-MAX	TM2-MIN	TM2-MAX	R.C.	R.C.	u.m.
Ricoprimento	19.5	40	19.5	40	18.8	40	kN/mq
tandem Q	39.34	23.12	33.59	27.38	-	-	kN/mq
uniforme q	6.54	5.09	0.00	0.00	-	-	kN/mq
Q+q	45.88	28.21	33.59	27.38	23.00	34.00	kN/mq
SLU (G+Q+q)	87.29	90.08	70.69	88.96	55.49	97.90	kN/mq
SLE-K (G+Q+q)	65.38	68.21	53.09	67.38	41.80	74.00	kN/mq
NOTE			Q uniforme equivalente		di calcolo	di calcolo	

$$q_{d,max} = 90.08 \text{ kN/mq} \quad \text{SLU}$$

$$q_{k,max} = 68.21 \text{ kN/mq} \quad \text{SLE-K}$$

**Angolo di diffusione 45°-30°**

CARICO	TM1-MIN	TM1-MAX	TM2-MIN	TM2-MAX	R.C.	R.C.	u.m.
Ricoprimento	19.5	40	19.5	40	18.8	40	kN/mq
tandem Q	34.67	20.98	27.73	23.96	-	-	kN/mq
uniforme q	6.54	5.09	0.00	0.00	-	-	kN/mq
Q+q	41.21	26.06	27.73	23.96	23.00	34.00	kN/mq
SLU (G+Q+q)	80.98	87.19	62.78	84.35	55.49	97.90	kN/mq
SLE-K (G+Q+q)	60.71	66.06	47.23	63.96	41.80	74.00	kN/mq
NOTE			Q uniforme equivalente		di calcolo	di calcolo	

$$q_{d,max} = 87.19 \text{ kN/mq} \quad \text{SLU}$$

$$q_{k,max} = 66.06 \text{ kN/mq} \quad \text{SLE-K}$$

*Tabella 8- Sintesi risultati di analisi della diffusione dei carichi ( tombini Tipo 2)*

Dalle tabelle si nota che:

- Il carico utilizzato, con diffusione unica a 45° del tadem TM1 (colonne R.C.) rappresenta, complessivamente un compromesso tra le due ipotesi TM1 e TM2 (si vedano le righe dei carichi a SLU e SLE-K)
- In assoluto la condizione di carico TM1 con ricoprimento minimo 2.0) porta ad un carico totale in soletta inferiore a quello utilizzato nelle analisi (~81 kN/mq contro quello usato ~98 kN/mq)
- La condizione TM2 con ricoprimento minimo è meno gravosa rispetto alle altre, mentre diventerebbe dominante nel caso di ricoprimenti maggiori (per effetto dell'area ridotta su cui agisce il tandem).

Le tabelle successive espongono il dettaglio dei calcoli delle precedente tabella:

- Tabella 9, Tabella 10, Tabella 11, Tabella 12: altri tombini (quando non a raso)

Deve essere fatta una ulteriore considerazione sull'opportunità di considerare un potenziale ricoprimento maggiorato (già solo per le fasi di cantiere) rispetto ai valori strettamente pertinenti al progetto stradale.

Il battente di terreno esercita una spinta uniforme sulle pareti laterali dello scatolare.

Esse generano un regime di momenti che si sommano a quelli del carico in soletta; per cui l'effetto del variabile, anche se smorzato dalla diffusione, si somma ad un maggior carico, e quindi momenti iniziali, già presenti nel manufatto per effetto del permanente.

Inoltre l'effetto dei carichi concentrati a tergo manufatto, che indurrebbero una deformazione diagonale (*racking*) al manufatto, è fortemente ridotta nel caso di basso ricoprimento, dal fatto che le pressioni del carico ruota insistono maggiormente in cima al manufatto, e quindi l'effetto diaframma della soletta di copertura le distribuisce su ampie fasce di parete; al contrario, la diffusione delle pressioni con battenti di terreno maggiori, insiste direttamente sulle pareti, e quindi massimizza gli effetti sul manufatto.

Evidentemente l'osservazione qualitativa vale solo per il caso specifico degli scatolari in esame; in linea generale ciò non è valido (come ad esempio per il caso dei muri di sostegno o dei paraghiaia).

Ciò è sintetizzato dalla successiva figura che rappresenta la sezione al valore massimo del solido di spinta (secondo la retta dell'asse del tandem TM1; tali valori si smorzano con le formule del *Terzaghi*):

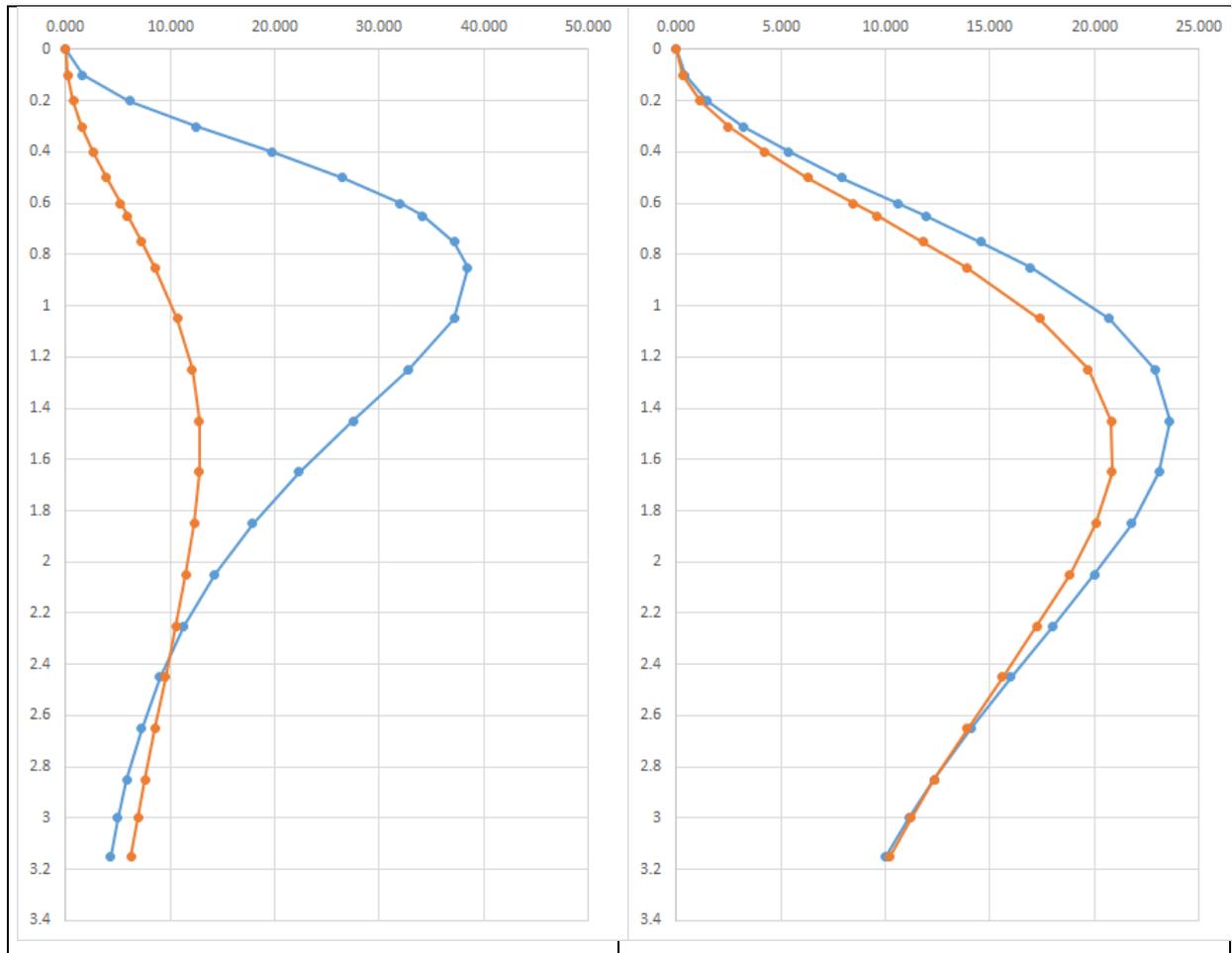


Figura 46: Spinte sulla sezione lungo la linea dell'asse del tandem TM1 (Terzaghi)

Pertanto anche sotto questo profilo appare più gravoso considerare un battente di terreno oltre il ricoprimento minimo risultante dal progetto attuale.

## Tabella di calcolo della diffusione del carico tandem – Tombino Tipo 2

<u>Dati di calcolo</u>		<b>Tandem LM1 - Ricoprimento minimo</b>			
$\alpha =$	30 °	angolo di diffusione		<u>Ripartizione soletta</u>	
$a_0 =$	2.2 m	impronta carico dir. 1		$r_{\text{calcolo}} =$	0.89 di calcolo
$b_0 =$	3.0 m	impronta carico dir. 2		$r_{\text{imposto}} =$	1 su Q
$x =$	0.975 m	ricoprimento			1 su q
$c =$	0.10 m	metà spessore soletta		<u>Diffusione q.s. uniforme</u>	
$s =$	0.3 m	spessore pavimentazione		$\beta =$	0.73 di calcolo
$p_t =$	20 kN/mc	P.p. ricoprimento		$\beta =$	0 imposto

### Carichi in superficie

$G_r =$	19.5 kN/mq	effetto p.p. ricoprimento	$\gamma_G =$	1.30
$Q =$	600 kN	carico tandem totale	$\gamma_Q =$	1.35
$q_1 =$	9 kN/mq	carico uniforme stradale	$\gamma_q =$	1.35
$b =$	3.0 m	larghezza corsia		
$\beta =$	0.73	- diffusione q.s. uniforme		
$r =$	1.00	su Q		
	1.00	su q		

### Area di diffusione

<u>Area di diffusione</u>	$\alpha_i$	cost.
$a_1 =$	3.53 m	
$b_1 =$	4.33 m	
$A_1 =$	15.25 mq	

### Area di diffusione

<u>Area di diffusione</u>	$\alpha_i$	var.
$a_2 =$	3.78 m	45 pavim.
$b_2 =$	4.58 m	30 terreno
$A_2 =$	17.31 mq	45 soletta

### Carichi su area di diffusione - $\alpha = 30^\circ$ cost.

$p_G =$	19.5 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	39.34 kN/mq	tandem
$p_q =$	6.54 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	45.88 kN/mq	tot. Stradale

### Carichi su area di diffusione - $\alpha = \text{var.}$

$p_G =$	19.5 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	34.67 kN/mq	tandem
$p_q =$	6.54 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	41.21 kN/mq	tot. Stradale

### Valori carichi di calcolo - $30^\circ$ cost.

$p_{sF} =$	28.68 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	65.38 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	87.29 kN/mq	SLU

### Valori carichi di calcolo $\alpha = \text{var.}$

$p_{sF} =$	27.74 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	60.71 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	80.98 kN/mq	SLU

Tabella 9- TM1 ricoprimento minimo

<u>Dati di calcolo</u>		<b>Tandem LM1 - Ricoprimento massimo</b>		<u>Ripartizione soletta</u>	
$\alpha =$	30 °	angolo di diffusione		$r_{\text{calcolo}} =$	0.97 di calcolo
$a_0 =$	2.2 m	impronta carico dir. 1		$r_{\text{imposto}} =$	1 su Q
$b_0 =$	3.0 m	impronta carico dir. 2			1 su q
$x =$	2.00 m	ricoprimento		<u>Diffusione q.s. uniforme</u>	
$c =$	0.10 m	metà spessore soletta		$\beta =$	0.57 di calcolo
$s =$	0.3 m	spessore pavimentazione		$\beta =$	0 imposto
$p_t =$	20 kN/mc	P.p. ricoprimento			

**Carichi in superficie**

$G_r =$	40.0 kN/mq	effetto p.p. ricoprimento	$\gamma_G =$	1.30
$Q =$	600 kN	carico tandem totale	$\gamma_Q =$	1.35
$q_1 =$	9 kN/mq	carico uniforme stradale	$\gamma_Q =$	1.35
$b =$	3.0 m	larghezza corsia		
$\beta =$	0.57	- diffusione q.s. uniforme		
$r =$	1.00	su Q		
	1.00	su q		
		effetto ripartizione soletta		

**Area di diffusione**

$a_1 =$	4.71 m
$b_1 =$	5.51 m
$A_1 =$	25.95 mq

**Area di diffusione**

<u>Area di diffusione</u>	$\alpha_i$	
$a_2 =$	4.96 m	45 pavim.
$b_2 =$	5.76 m	30 terreno
$A_2 =$	28.60 mq	45 soletta

**Carichi su area di diffusione -  $\alpha = 30^\circ$  cost.**

$p_G =$	40.0 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	23.12 kN/mq	tandem
$p_q =$	5.09 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	28.21 kN/mq	tot. Stradale

**Carichi su area di diffusione -  $\alpha = \text{var.}$**

$p_G =$	40.0 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	20.98 kN/mq	tandem
$p_q =$	5.09 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	26.06 kN/mq	tot. Stradale

**Valori carichi di calcolo -  $30^\circ$  cost.**

$p_{sF} =$	45.64 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	68.21 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	90.08 kN/mq	SLU

**Valori carichi di calcolo  $\alpha = \text{var.}$**

$p_{sF} =$	45.21 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	66.06 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	87.19 kN/mq	SLU

**Tabella 10- TM1 ricoprimento minimo**

**Dati di calcolo**

$\alpha =$	30 °	angolo di diffusione
$a_0 =$	0.35 m	impronta carico dir. 1
$b_0 =$	2.60 m	impronta carico dir. 2
$x =$	0.98 m	ricoprimento
$c =$	0.10 m	metà spessore soletta
$s =$	0.3 m	spessore pavimentazione
$p_t =$	20 kN/mc	P.p. ricoprimento

**Tandem LM2 - Ricoprimento minimo**

<b><u>Ripartizione soletta</u></b>	
$r_{\text{calcolo}} =$	0.86 di calcolo
$r_{\text{imposto}} =$	0.7 su Q
	0.7 su q
<b><u>Diffusione q.s. uniforme</u></b>	
$\beta =$	0.73 di calcolo
$\beta =$	0 imposto

**Carichi in superficie**

$G_r =$	19.5 kN/mq	effetto p.p. ricoprimento	$\gamma_G =$	1.30
$Q =$	400 kN	carico tandem totale	$\gamma_Q =$	1.35
$q_1 =$	0 kN/mq	carico uniforme stradale	$\gamma_Q =$	1.35
$b =$	3.0 m	larghezza corsia		
$\beta =$	0.73	-		
		diffusione q.s. uniforme		
$r =$	0.70	su Q		
	0.70	su q		
		effetto ripartizione soletta		

**Area di diffusione**

$a_1 =$	1.68 m
$b_1 =$	3.93 m
$A_1 =$	6.58 mq

**Area di diffusione**

$a_2 =$	1.93 m	$\alpha_i$	45	pavim.
$b_2 =$	4.18 m		30	terreno
$A_2 =$	8.06 mq		45	soletta

**Carichi su area di diffusione -  $\alpha = 30^\circ$  cost.**

$p_G =$	19.5 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	42.56 kN/mq	tandem
$p_q =$	0.00 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	42.56 kN/mq	tot. Stradale

**Carichi su area di diffusione -  $\alpha = var.$**

$p_G =$	19.5 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	34.72 kN/mq	tandem
$p_q =$	0.00 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	34.72 kN/mq	tot. Stradale

**Valori carichi di calcolo -  $30^\circ$  cost.**

$p_{sF} =$	28.01 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	62.06 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	82.81 kN/mq	SLU

**Valori carichi di calcolo  $\alpha = var.$**

$p_{sF} =$	26.44 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	54.22 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	72.23 kN/mq	SLU

**Tabella 11- TM2 ricoprimento minimo**

<u>Dati di calcolo</u>		<b>Tandem LM2 - Ricoprimento massimo</b>			
$\alpha =$	30 °	angolo di diffusione		<u>Ripartizione soletta</u>	
$a_0 =$	0.35 m	impronta carico dir. 1		$r_{\text{calcolo}} =$	0.94 di calcolo
$b_0 =$	2.60 m	impronta carico dir. 2		$r_{\text{imposto}} =$	1 su Q
$x =$	2.00 m	ricoprimento			1 su q
$c =$	0.10 m	metà spessore soletta		<u>Diffusione q.s. uniforme</u>	
$s =$	0.3 m	spessore pavimentazione		$\beta =$	0.57 di calcolo
$p_t =$	20 kN/mc	P.p. ricoprimento		$\beta =$	1 imposto

**Carichi in superficie**

$G_r =$	40.0 kN/mq	effetto p.p. ricoprimento	$\gamma_G =$	1.30
$Q =$	400 kN	carico tandem totale	$\gamma_Q =$	1.35
$q_1 =$	0 kN/mq	carico uniforme stradale	$\gamma_Q =$	1.35
$b =$	3.0 m	larghezza corsia		
$\beta =$	1.00	-		
$r =$	1.00	su Q		
	1.00	su q		
		effetto ripartizione soletta		

**Area di diffusione**

$a_1 =$	2.86 m
$b_1 =$	5.11 m
$A_1 =$	14.61 mq

**Area di diffusione**

$a_2 =$	3.11 m	$\alpha_i$	45	pavim.
$b_2 =$	5.36 m		30	terreno
$A_2 =$	16.69 mq		45	soletta

**Carichi su area di diffusione -  $\alpha = 30^\circ$  cost.**

$p_G =$	40.0 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	27.38 kN/mq	tandem
$p_q =$	0.00 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	27.38 kN/mq	tot. Stradale

**Carichi su area di diffusione -  $\alpha = \text{var.}$**

$p_G =$	40.0 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	23.96 kN/mq	tandem
$p_q =$	0.00 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	23.96 kN/mq	tot. Stradale

**Valori carichi di calcolo -  $30^\circ$  cost.**

$p_{sF} =$	45.48 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	67.38 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	88.96 kN/mq	SLU

**Valori carichi di calcolo  $\alpha = \text{var.}$**

$p_{sF} =$	44.79 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	63.96 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	84.35 kN/mq	SLU

**Tabella 12- TM2 ricoprimento massimo**

## 1.6 Considerazioni sui valori di calcolo adottati

Alla luce delle considerazioni esposte in precedenza, si può concludere che:

- a) La diffusione dei carichi ruota è stata resa coerente con gli studi specifici presenti nella letteratura di settore, validata sia da modellazioni numeriche che da prove su manufatti reali effettuate negli USA recentemente;
- b) E' stato considerato l'effetto di ripartizione della soletta, che non appare molto significativa, salvo per il caso dei carichi quasi concentrati TM2-MIN; caso tra l'altro che porta solo ad una porzione di soletta caricata;
- c) La considerazione, prudenziale, di un battente di terra maggiorato porta ad un valore dei carichi utilizzati superiori a quelli risultanti dal carico tandem TM1, richiesto.
- d) Il carico TM2, con il battente di terra maggiorato appare più gravoso rispetto al TM1.
- e) Il dimensionamento delle solette e delle pareti conserva un margine di sicurezza anche per questa eventuale scenario di carico.

In sintesi, il calcolo svolto per i manufatti è a favore di sicurezza e consente di coprire anche eventuali diversi scenari di carico.