

**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 3 N. 126
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	Revisione 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.LESCHE (MUSINET Eng.)	P.D'ALOSIO (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	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	1	0	6	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'ALOSIO
Albo di Torino
N° 5193 S



SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



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



SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35 - R_{ck} 35 MPa	5
4.2 Acciaio per c.a. B450C saldabile	6
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6
6. AZIONI DI PROGETTO	7
6.1 G1 – Peso proprio degli elementi strutturali	7
6.2 G2 – Peso proprio degli elementi non strutturali	7
6.3 Q – Sovraccarichi variabili	7
6.4 W – Spinta dell’acqua	8
6.5 Azione sismica	8
6.5.1 Caratterizzazione sismica dei terreni	8
6.5.2 Spinta sismica delle terre	9
7. ANALISI DELLE STRUTTURE	11
7.1 Premessa	11
7.2 Modello di calcolo	11
7.3 Condizioni elementari di carico	12
7.4 Combinazione delle azioni	12
8. CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO	14
8.1 Stato Limite Ultimo (SLU)	14
8.1.1 Verifica a flessione e pressoflessione	14
8.1.2 Verifica a taglio per sezioni in c.a.	14
8.2 Stato Limite di Esercizio (SLE)	15
8.2.1 Verifica tensioni esercizio	15
8.2.2 Verifica di fessurazione	15
9. CRITERI DI CALCOLO GEOTECNICO	16
9.1 Premessa	16
9.2 Verifica a capacità portante della fondazione (GEO)	17
10. VERIFICHE STRUTTURALI	19
10.1 Premessa	19
10.1.1 Platea di fondazione (sp.=0.30m)	19
Soletta di copertura (sp.=0.20m)	23
11. VERIFICHE COLLEGAMENTO BECCO ESISTENTE	32
12. VERIFICHE GEOTECNICHE	36
12.1.1 Verifica a carico limite della fondazione	36
1. ALLEGATO 1: CONSIDERAZIONI SUI CARICHI STRADALI	40
1.1 PREMESSA	40
1.2 CONSIDERAZIONI NORMATIVE E DI LETTERATURA	40

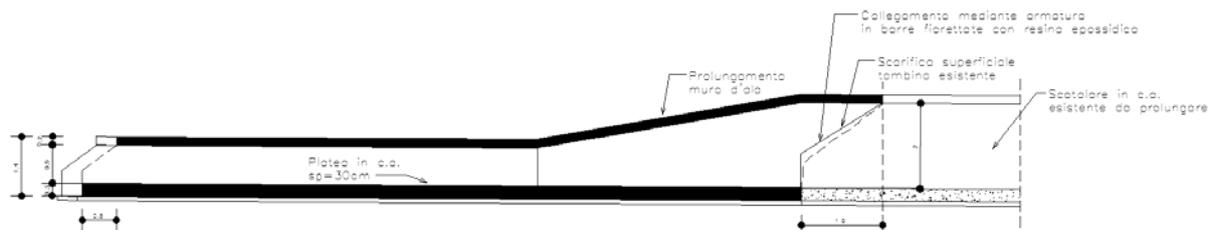
1.3	EFFETTO DI DIFFUSIONE DEL CARICO.....	45
1.4	EFFETTO DI RIPARTIZIONE DELLA SOLETTA DEGLI SCATOLARI.....	47
1.5	ANALISI DI SCENARI DI CARICO ESPLORATI.....	51
1.6	CONSIDERAZIONI SUI VALORI DI CALCOLO ADOTTATI.....	58

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

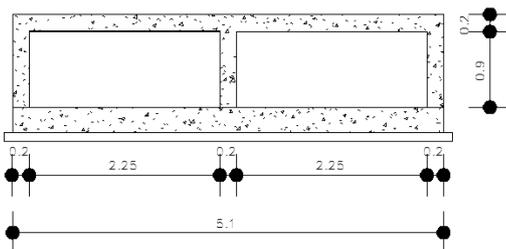
Figura 1	– Allargamento tombino 126.....	5
Figura 2	– Allargamento massimo e minimo tombino Tipo 1 – Vista assonometrica modelli FEM.....	11
Figura 3	– Modello calcolo capacità portante.....	17
Figura 4	– Diagramma dei momenti M_x – $MRd = 60.13kNm$	20
Figura 5	– Diagramma dei momenti M_y – $MRd = 96.71kNm$	21
Figura 6	– Diagramma dei momenti M_x comb. SLU – $MRd = 27.74 kNm$	23
Figura 7	– Diagramma dei momenti M_y inferiore – Comb. SLU $MRd = 57.39 kNm$	26
Figura 8	– Diagramma dei momenti M_y superiore– Comb. SLU $MRd = 98.51 kNm$	26
Figura 9	– Diagramma dei momenti M_y - $Mrd = 38.02 kNm$	28
Figura 10	– Diagramma dei momenti M_y lato interno $Mrd = 27.74 kNm$	30
Figura 11	– Cerniera base becco esistente.....	32
Figura 12	– Schema statico collegamento e sollecitazioni modello di calcolo $MEd = 9.52kNm$	32
Figura 13	– Dettaglio modellazione connettore.....	33
Figura 14	– Sollecitazioni taglianti connettori.....	34
Figura 15	– Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Statica.....	36
Figura 16	– Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Sismica.....	36

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1	– Parametri azione sismica.....	9
Tabella 2	– Coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.....	9
Tabella 3	– Casi di carico.....	12
Tabella 4	– Combinazioni di carico.....	13
Tabella 5	– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.....	16
Tabella 6	– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.....	16
Tabella 7	– Coeff. parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali 17	



S4009-T3_Stato di progetto
1 : 50



S4010-T3

1 : 50

Figura 1 – Allargamento tombino 126

Lungo la superficie a tergo del manufatto sarà prevista l'installazione di una guaina di impermeabilizzazione eseguita nelle successive fasi di esecuzione del manufatto:

- Scavo e getto magrone di pulizia,
- Posa guaina con risvolto di attesa dalla fondazione verso le pareti,
- Getto platea di fondo,
- Posa controcassero della guaina e realizzazione parete con risvolto d'attesa per la soletta superiore;
- Armatura e getto della soletta superiore

Posa guaina di impermeabilizzazione su estradosso, con sormonto su quella di risvolto dalle pareti, e posa di porzione di sormonto nella sezione di unione tra i due getti.

4. Caratteristiche dei materiali

4.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35 - R_{ck} 35 MPa

(per le strutture di fondazione ed in elevazione)

Modulo elastico	$E_c = 32588$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa

Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 37.05$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2.83$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 1.98$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 3.40$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 16.46$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.32$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4.46$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.97$	MPa

4.2 Acciaio per c.a. B450C saldabile

(Per opere di fondazione ed in elevazione)

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

Diagramma elastico-perfettamente plastico:

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

Tensioni tangenziali di aderenza:

- | | |
|--------------------------------|--|
| - Barre ad aderenza migliorata | $f_{bd} = 2.25 \cdot f_{ctkm} / \gamma_c = 2.52$ 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":

- *unità geotecnica UG1*: comprende l'orizzonte di potenza variabile di terreno di riporto di tipo prevalentemente ghiaioso-ciottoloso con subordinata sabbia limosa;
- *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;
- *unità geotecnica UG3*: è l'unità dominante e comprende i depositi più grossolani rappresentati da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa caratterizzati da un grado di addensamento da medio ad alto;
- *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 $\phi'_k = 30^\circ$
- coesione $c'_k = 0 \text{ kPa}$

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 $\phi'_k = 35^\circ$
- 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^3 .

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:

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

$$G2_{terre} = K_0 \cdot \gamma_{terr} \cdot z = 0.426 \cdot 20 \cdot z = 8.52 \cdot z \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

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

E' per cui considerato un carico di 40.00 kN/m^2 sulla soletta di copertura.

6.3 Q – Sovraccarichi variabili

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

- carico tandem $Q_{1k}=4 \cdot 150 = 600 \text{ kN}$

- carico uniforme $q = 9 \text{ kN/mq}$

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

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

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

Considerata la variabilità dei livelli di ricoprimento e della diversa incidenza, in taluni caso solo parziale, della piattaforma stradale, al fine di uniformare il progetto delle nuove opere si è adottato un carico variabile di base (20 kN/mq), sufficientemente rappresentativo delle condizioni generali di diffusione, verificando poi le situazioni estreme in cui il manufatto potrebbe trovarsi. Si rimanda all'allegato 1 per l'analisi di dettaglio su tale aspetto.

6.4 W – Spinta dell'acqua

Oltre al carico variabile da traffico è stato preso in considerazione anche il peso e la spinta dell'acqua sul muro centrale del tombino, considerando un peso specifico $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$.

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 $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ 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

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.165 g
F_0	2.485
T_c^*	0.270 s
S_s	1.200
C_c	1.430
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.128 s
T_C	0.385 s
T_D	2.259 s

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 interrate, 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:

β_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 $\beta \leq \varphi - \theta$

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

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:

φ 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;

ψ è l'inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interna del muro;

θ 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 viene illustrato il modello di calcolo realizzato, 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

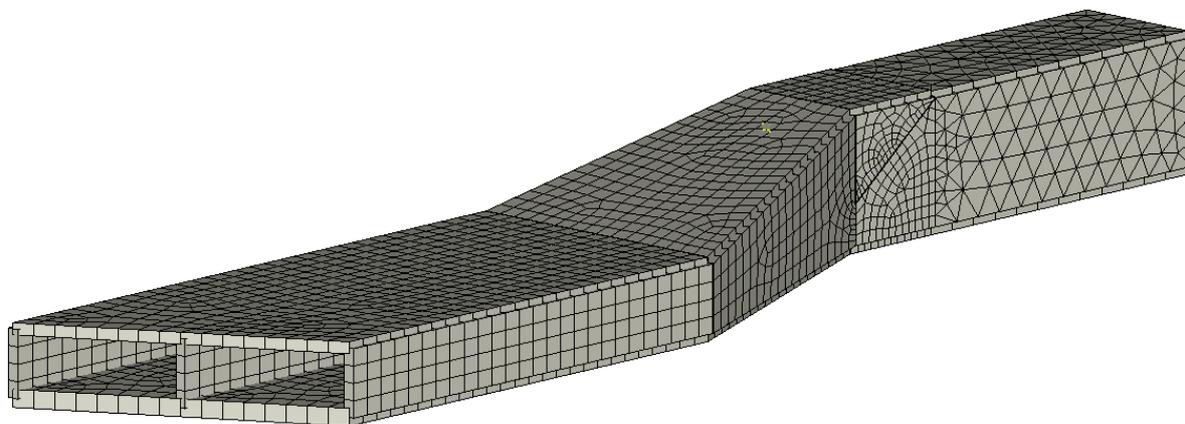


Figura 2 – Allargamento massimo e minimo tombino Tipo 1 – Vista assometrica modelli FEM

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 spessore 0.30 m, 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 a 21.5 N/cm³.

7.3 Condizioni elementari di carico

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

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo	Descrizione
1	G1	PERM1	Permanente	Peso proprio elementi
2	G2_UP	PERM1	Permanente	Peso terreno copertura
3	Q_UP	VAR1	accidentale	Variabile stradale copertura
4	Q_DX	VAR1	accidentale	Spinta laterale variabile stradale
5	Q_SX	VAR1	accidentale	Spinta laterale variabile stradale
6	I_M_DX	SISM1	sismico	Inerzia muri sisma DX
7	I_S_DX	SISM1	sismico	Spinta sismica terreno DX
8	I_S_SX	SISM1	sismico	Spinta sismica terreno SX
9	G2_T_DX	SPINTE A1	Permanente	Spinta laterale terreno
10	G2_T_SX	SPINTE A1	Permanente	Spinta laterale terreno
11	G2_T_DX_2	SPINTE A2	Permanente	Spinta laterale terreno
12	G2_T_SX_2	SPINTE A2	Permanente	Spinta laterale terreno
13	Q_DX_2	VAR2	accidentale	Spinta laterale variabile stradale
14	Q_SX_2	VAR2	accidentale	Spinta laterale variabile stradale

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:

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

- 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:

	Nome	Tipo	G1 (PERM1)	G2UP (PERM1)	QUP (VAR1)	QDX (VAR1)	QSX (VAR1)	IMDX (SISM1)	ISDX (SISM1)	ISSX (SISM1)	G2TDX (SPINTE A1)	G2TSX (SPINTE A1)	G2TDX2 (SPINTE A2)	G2TSX2 (SPINTE A2)	QDX2 (VAR2)	QSX2 (VAR2)
1	SLU1	SLU	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0
2	SLU2	SLU	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0
3	SLU3	SLU	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0
4	SLU4	SLU	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0
5	SLV_DX	SLU (Sismico)	1	1	0	0	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0
6	SLV_SX	SLU (Sismico)	1	1	0	0	0	-1	0	1	1	1	0	0	0	0
7	SLE_CAR_1	SLE Caratteristica	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
8	SLE_CAR_2	SLE Caratteristica	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
9	SLE_CAR_3	SLE Caratteristica	1	1	1	0	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0
10	SLE_CAR_4	SLE Caratteristica	1	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0
11	SLE_FREQ_1	SLE Frequente	1	1	0.75	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
12	SLE_FREQ_2	SLE Frequente	1	1	0.75	0.75	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
13	SLE_FREQ_3	SLE Frequente	1	1	0.75	0	0.75	0	0	0	1	1	0	0	0	0
14	SLE_FREQ_4	SLE Frequente	1	1	0.75	0.75	0.75	0	0	0	1	1	0	0	0	0
15	SLE_QP_1	SLE Quasipermanente	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
16	A2_1	A2	1	1	1.3	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1.3	1.3
17	A2_2	A2	1	1	1.3	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1.3	0
18	A2_3	A2	1	1	1.3	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1.3
19	A2_4	A2	1	1	1.3	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0
20	SLU5	SLU	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	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 γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	γ_{G1}	0.9÷1.1	1.0÷1.3	1.0
Perm. non strutturali	γ_{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 γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza φ'	$\tan \gamma'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	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.

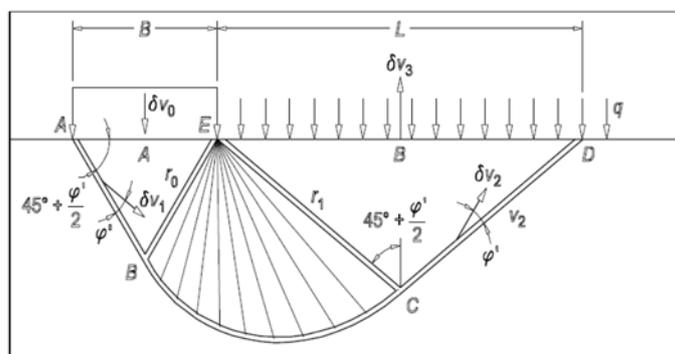


Figura 3 – Modello calcolo capacità portante

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.

10.1.1 Platea di fondazione ($sp.=0.30m$)

Armatura:

$\Phi 12/20$ cm superiore e inferiore in direzione longitudinale (Asse x)

$\Phi 16/20$ cm superiore e inferiore in direzione trasversale (Asse y)

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. La mappa di colorazione è settata al valore del momento resistente della sezione, le zone campite risultano di conseguenza verificate. Sono riportati i risultati delle due configurazioni studiate che sono armate nella stessa maniera.

Verifica SLU direzione longitudinale (x):

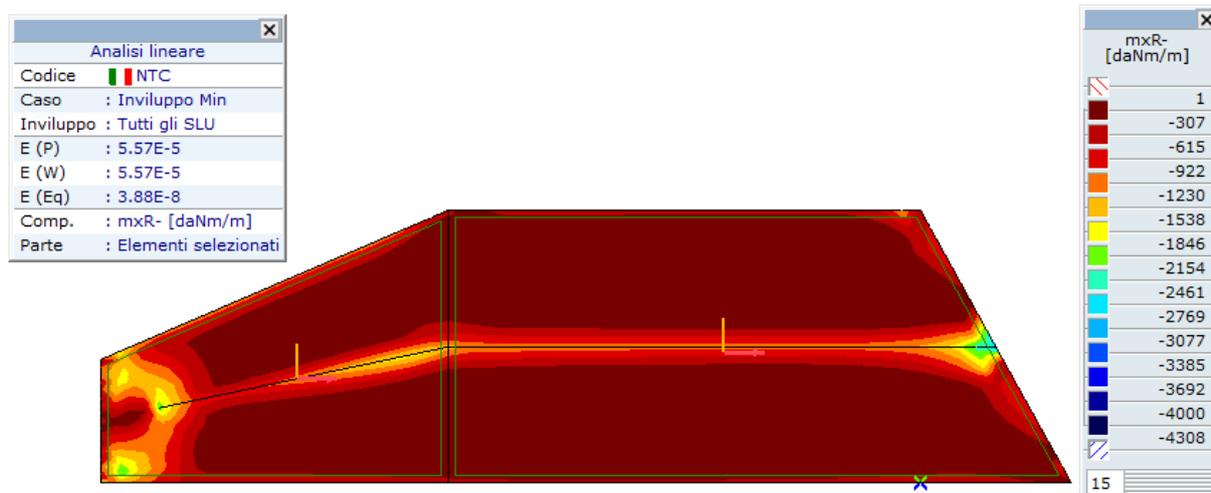
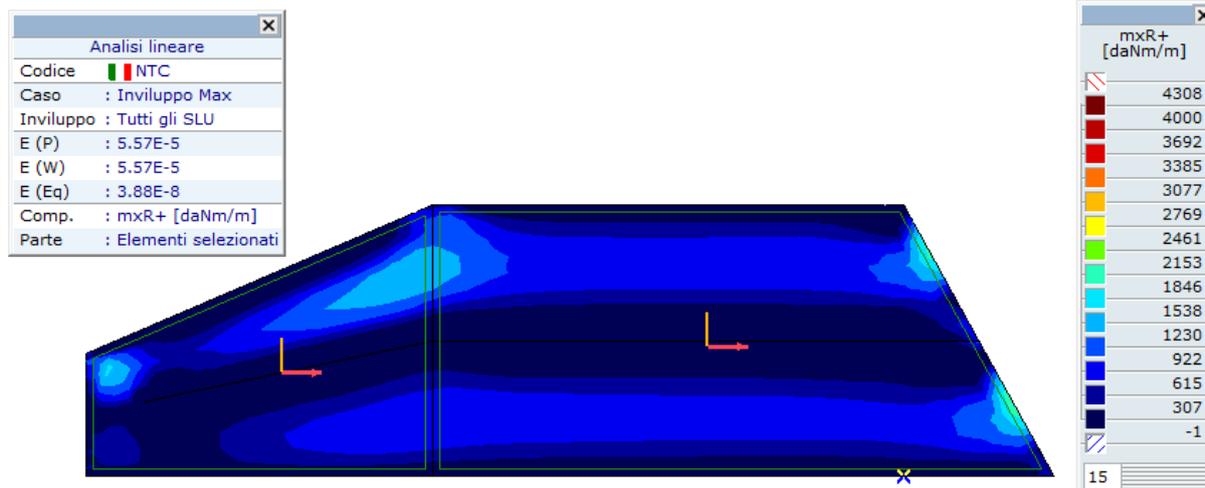


Figura 4 – Diagramma dei momenti $M_x - MRd = 60.13kNm$

Il momento di verifica in combinazione ultima (involuppo SLU e SLV) è ottenuto integrando i momenti agenti su una sezione di lunghezza 1m eseguita nelle zone maggiormente sollecitate.

$$M_{\max \text{ SLU}} = 21.48 \text{ kNm}$$

Verifica SLE direzione longitudinale (x):

Il massimo momento agente in direzione longitudinale nelle combinazioni SLE è calcolato sulla stessa linea di sezione dello SLU ed è pari a:

Comb. caratteristica = 15.91 kNm

Comb. frequente = 14.51 kNm

Comb. quasi permanente = 10.30 kNm

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <i>Platea dir. X</i>		
PRESSOFLESSIONE RETTA				
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009				
Calcestruzzo				
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)		
R_{ck}	350 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione		
g_c	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo		
a_{cc}	0.85	Fattore di durata carico		
f_{cd}	165 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione		
Acciaio				
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)		
f_{yk}	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento		
g_s	1.15	Coeff. sicurezza acciaio		
f_{yd}	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto		
Sezione				
b	100 cm	Base		
h	30 cm	Altezza		
c	5 cm	Copriferro		
Armature				
Strato	y_i	n_b	f	
	[cm]	[-]	[mm]	
			A	
			[cm ²]	
1	5.0	5	12	5.65
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6	25.0	5	12	5.65
VERIFICA SLU				
$N_{ed,SLU}$	0 kg	Sforzo normale agente		
Y_{NEd}	15 cm	Eccentricità sforzo normale		
$M_{Ed,SLU}$	2148 kg m	Momento flettente agente		
M_{Rd}	6013 kg m	$M_{Ed}/M_{Rd} = 0.36 \leq 1$	VERIFICATO	
		Asse neutro SLU		
		x_{SLU}	3.28 cm	
VERIFICA SLE				
$M_{Ed,car}$	1591 kgm	Coeff. Omogenizzazione		
$M_{Ed,freq}$	1451 kgm	n 15		
$M_{Ed,qp}$	1030 kgm	Asse neutro SLE		
		x_{SLE}	5.64 cm	
Verifica tensioni in esercizio				
$\sigma_{c,car}$	23.7 kg/cm ²	$\sigma_{c,lim}$	174.3 kg/cm ²	
$\sigma_{s,max,car}$	1222 kg/cm ²	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm ²	
$\sigma_{c,qp}$	15.4 kg/cm ²	$\sigma_{c,lim}$	130.7 kg/cm ²	
$\sigma_{s,max,qp}$	791 kg/cm ²	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm ²	
Verifica fessurazione				
$\sigma_{s,max,freq}$	1115 kg/cm ²			
$\sigma_{s,max,qp}$	791 kg/cm ²			
w_{freq}	0.141 mm	$w_{lim} =$	0.4 mm	
w_{qp}	0.100 mm	$w_{lim} =$	0.3 mm	

Verifica SLU direzione trasversale (y)

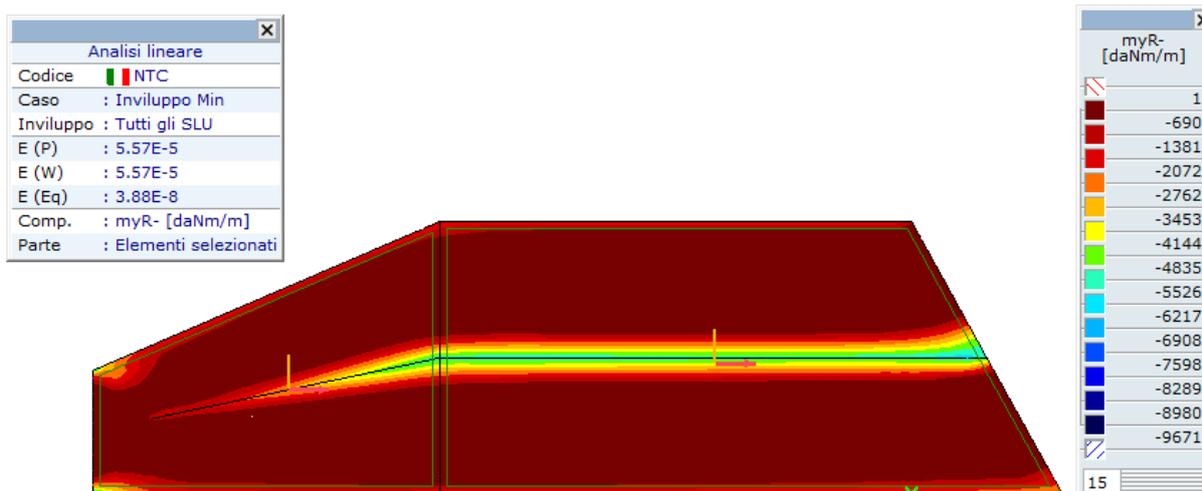
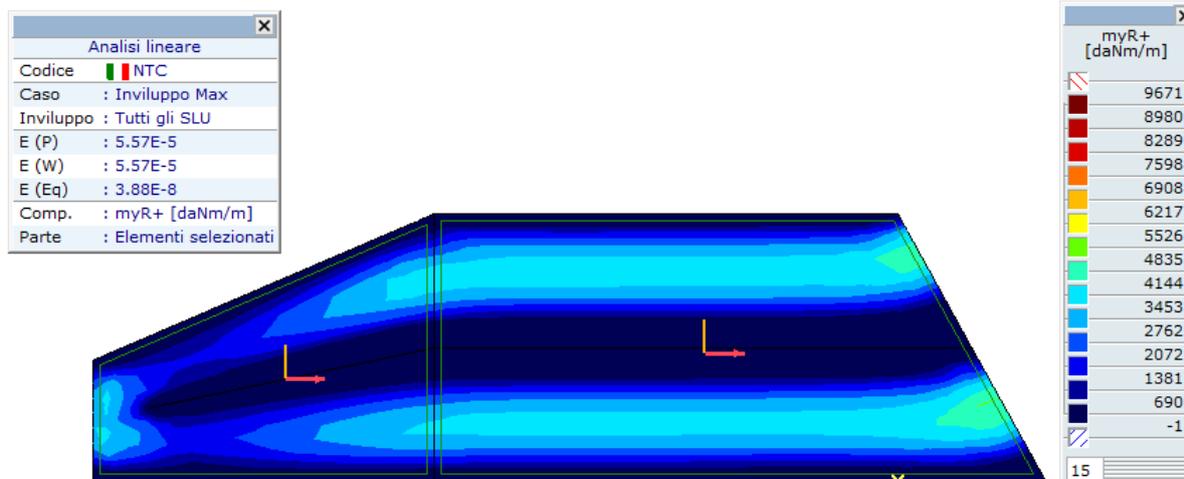


Figura 5 – Diagramma dei momenti $M_y - MR_d = 96.71 \text{ kNm}$

Il momento di verifica in combinazione ultima (involuppo SLU e SLV) è ottenuto integrando i momenti agenti su una sezione di lunghezza 1m eseguita nelle zone maggiormente sollecitate.

$$M_{\max} \text{ SLU} = 53.46 \text{ kNm}$$

Verifica SLE direzione trasversale (y):

Il massimo momento agente in direzione longitudinale nelle combinazioni SLE è calcolato sulla stessa linea di sezione dello SLU ed è pari a:

$$\text{Comb. caratteristica} = 39.32 \text{ kNm}$$

$$\text{Comb. frequente} = 36.15 \text{ kNm}$$

$$\text{Comb. quasi permanente} = 26.66 \text{ kNm}$$

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE	
PRESSOFLESSIONE RETTA		Platea y	
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009			
Calcestruzzo			
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)	
R_{ck}	350 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione	
g_c	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo	
a_{cc}	0.85	Fattore di durata carico	
f_{cd}	165 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione	
Acciaio			
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)	
f_{yk}	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento	
g_s	1.15	Coeff. sicurezza acciaio	
f_{yd}	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto	
Sezione			
b	100 cm	Base	
h	30 cm	Altezza	
c	5 cm	Copriferro	
Armature			
Strato	y_i	n_b	f
	[cm]	[-]	[mm]
1	5.0	5	16
2			
3			
4			
5			
6	25.0	5	16
			A
			[cm ²]
			10.05
			0.00
			0.00
			0.00
			0.00
			10.05
VERIFICA SLU		Asse neutro SLU	
$N_{ed,SLU}$	0 kg	Sforzo normale agente	x_{SLU} 4.12 cm
y_{NEd}	15 cm	Eccentricità sforzo normale	
$M_{Ed,SLU}$	5346 kg m	Momento flettente agente	
M_{Rd}	9671 kg m	$M_{Ed}/M_{Rd} = 0.55 \leq 1$	VERIFICATO
VERIFICA SLE		Coeff. Omogenizzazione	
$M_{Ed,car}$	3932 kgm	n	15
$M_{Ed,freq}$	3615 kgm	Asse neutro SLE	
$M_{Ed,qp}$	2666 kgm	x_{SLE}	6.96 cm
Verifica tensioni in esercizio			
$\sigma_{c,car}$	45.0 kg/cm ²	$\sigma_{c,lim}$	174.3 kg/cm ²
$\sigma_{s,max,car}$	1747 kg/cm ²	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm ²
$\sigma_{c,qp}$	30.5 kg/cm ²	$\sigma_{c,lim}$	130.7 kg/cm ²
$\sigma_{s,max,qp}$	1185 kg/cm ²	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm ²
Verifica fessurazione			
$\sigma_{s,max,freq}$	1606 kg/cm ²		
$\sigma_{s,max,qp}$	1185 kg/cm ²		
w_{freq}	0.161 mm	$w_{lim} =$	0.4 mm
w_{qp}	0.119 mm	$w_{lim} =$	0.3 mm

Soletta di copertura (sp.=0.20m)

Armatura:

$\Phi 10/20$ cm superiore e inferiore in direzione longitudinale (asse x)

$\Phi 16/20$ cm superiore e inferiore + $\Phi 16/20$ superiore in direzione trasversale al di sopra del muro centrale (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.

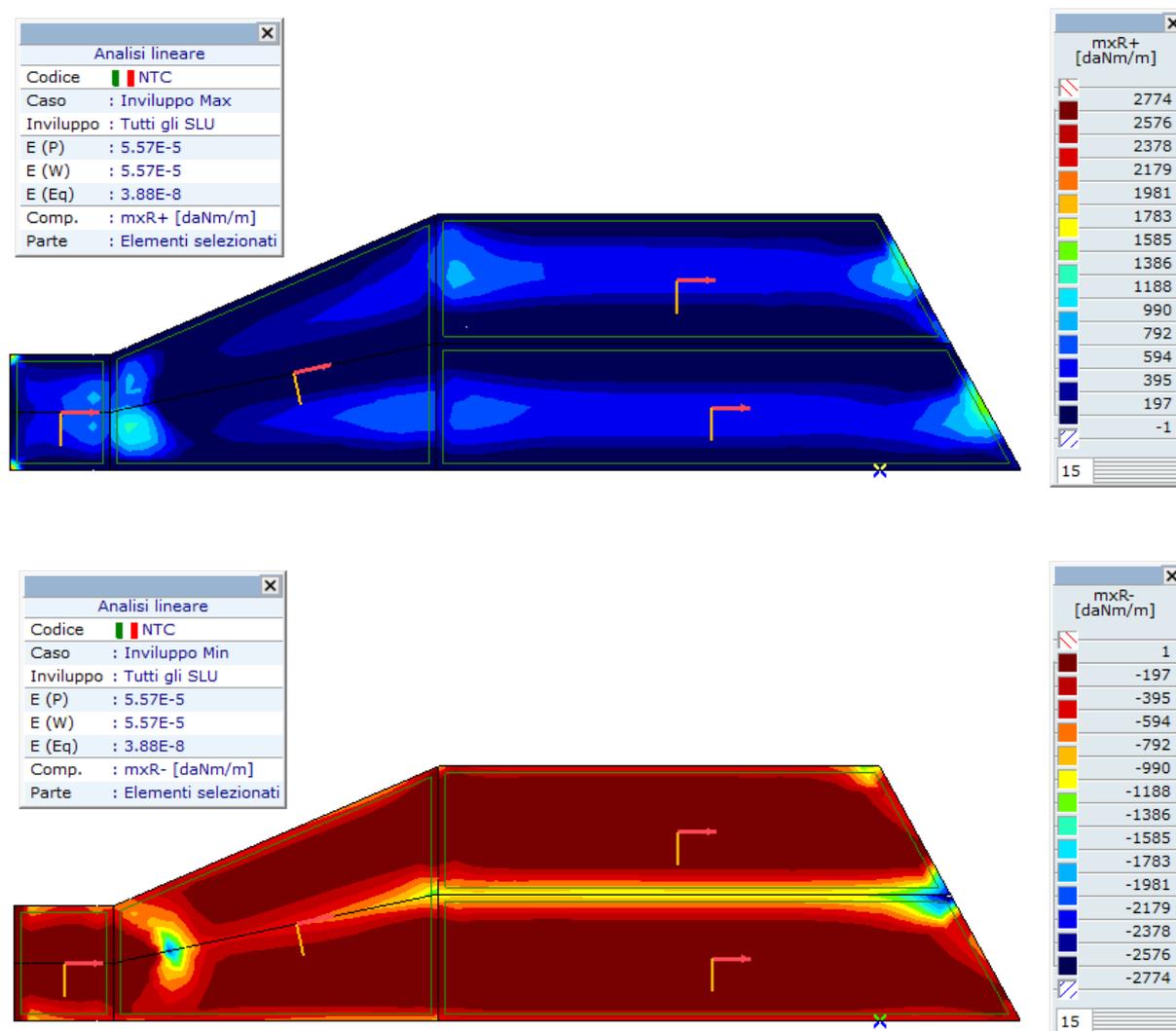
Verifica SLU direzione longitudinale (x):

Figura 6 – Diagramma dei momenti Mx comb. SLU – MRd = 27.74 kNm

Il momento di verifica in combinazione ultima (involuppo SLU e SLV) è ottenuto integrando i momenti agenti su una sezione di lunghezza 1m eseguita nelle zone maggiormente sollecitate.

$$M_{\max} \text{ SLU} = 17.10 \text{ kNm}$$

Verifica SLE direzione longitudinale (x):

Il massimo momento agente in direzione longitudinale nelle combinazioni SLE è calcolato sulla stessa linea di sezione dello SLU ed è pari a:

$$\text{Comb. caratteristica} = 12.66 \text{ kNm}$$

$$\text{Comb. frequente} = 11.62 \text{ kNm}$$

$$\text{Comb. quasi permanente} = 85.00 \text{ kNm}$$

La sintesi delle verifiche è riportata al successivo foglio di calcolo.

Le verifiche sono superate

Osservazioni

Dal foglio successivo Si nota che la soletta allo SLU esibisce un impegno pari a $I = 0.62$, ovvero un fattore di sicurezza $FS = 1/I = 1.61 > 1$.

Considerato il massimo valore di carico che risulterebbe nelle condizioni esplorate nell'allegato 1, si avrebbe

$$p_{sd,\max} = 87.33 \text{ kN/mq}$$

Il carico di calcolo a SLU usato è

$$p_{sd,\text{calc}} = 79 \text{ kN/mq}$$

Il rapporto è

$$r = 87.33/79 = 1.11$$

Ossia inferiore al fattore di sicurezza ($FS = 1.61$) pertanto anche nell'ipotesi di un maggior carico in soletta essa permante in condizioni di sicurezza.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE Soletta X	
PRESSOFLESSIONE RETTA			
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009			
Calcestruzzo			
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)	
R_{ck}	350 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione	
g_c	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo	
a_{cc}	0.85	Fattore di durata carico	
f_{cd}	165 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione	
Acciaio			
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)	
f_{yk}	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento	
g_s	1.15	Coeff. sicurezza acciaio	
f_{yd}	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto	
Sezione			
b	100 cm	Base	
h	20 cm	Altezza	
c	5 cm	Copriferro	
Armature			
Strato	y_i	n_b	f
	[cm]	[-]	[mm]
1	5.0	5	10
2			
3			
4			
5			
6	15.0	5	10
			A
			[cm ²]
			3.92
			0.00
			0.00
			0.00
			0.00
			3.92
VERIFICA SLU			Asse neutro SLU
$N_{ed,SLU}$	0 kg	Sforzo normale agente	x_{SLU} 2.30 cm
y_{NEd}	10 cm	Eccentricità sforzo normale	
$M_{Ed,SLU}$	1710 kg m	Momento flettente agente	
M_{Rd}	2774 kg m	$M_{Ed}/M_{Rd} = 0.62 \leq 1$	VERIFICATO
VERIFICA SLE			Coeff. Omogenizzazione
$M_{Ed,car}$	1266 kgm		n 15
$M_{Ed,freq}$	1162 kgm		Asse neutro SLE
$M_{Ed,qp}$	850 kgm		x_{SLE} 3.82 cm
Verifica tensioni in esercizio			
$\sigma_{c,car}$	51.9 kg/cm ²	$\sigma_{c,lim}$	174.3 kg/cm ²
$\sigma_{s,max,car}$	2283 kg/cm ²	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm ²
$\sigma_{c,qp}$	34.9 kg/cm ²	$\sigma_{c,lim}$	130.7 kg/cm ²
$\sigma_{s,max,qp}$	1533 kg/cm ²	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm ²
Verifica fessurazione			
$\sigma_{s,max,freq}$	2095 kg/cm ²		
$\sigma_{s,max,qp}$	1533 kg/cm ²		
w_{freq}	0.231 mm	$w_{lim} =$	0.4 mm
w_{qp}	0.169 mm	$w_{lim} =$	0.3 mm

Verifica SLU direzione trasversale (y):

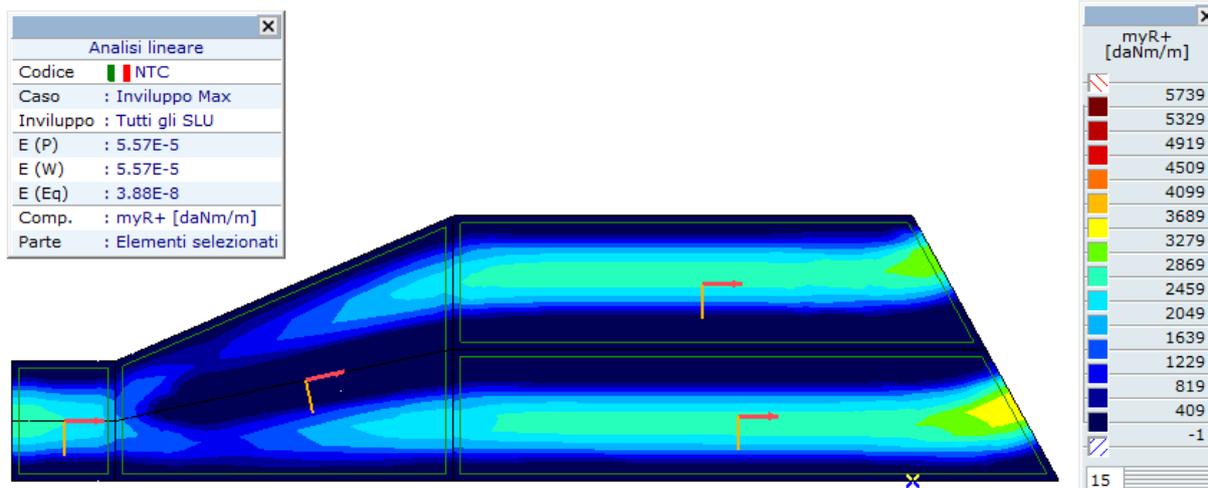


Figura 7 – Diagramma dei momenti M_y inferiore – Comb. SLU $MR_d = 57.39 \text{ kNm}$

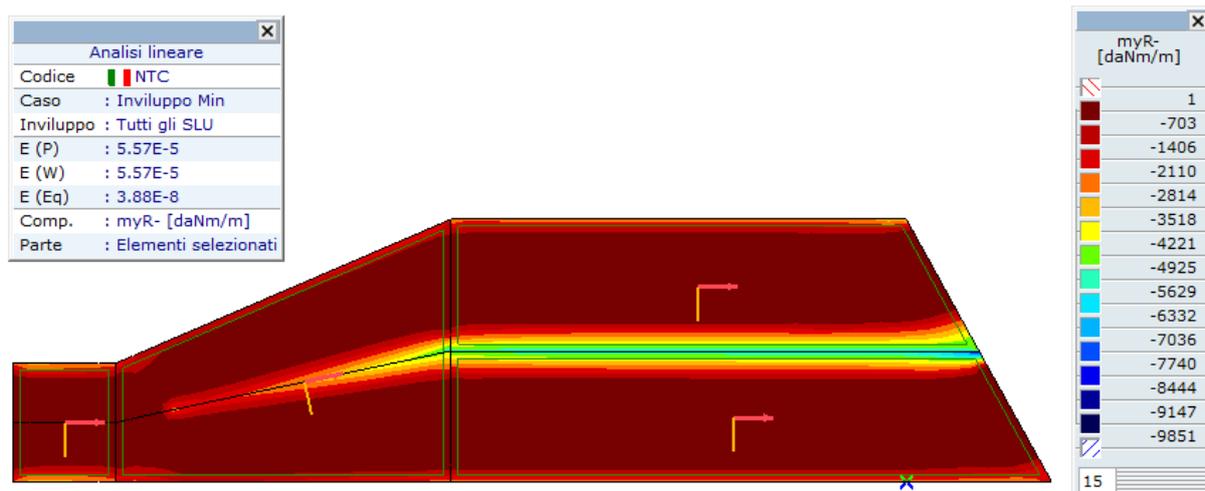


Figura 8 – Diagramma dei momenti M_y superiore – Comb. SLU $MR_d = 98.51 \text{ kNm}$

Il momento di verifica in combinazione ultima (inviluppo SLU e SLV) è ottenuto integrando i momenti agenti su una sezione di lunghezza 1m eseguita nelle zone maggiormente sollecitate.

$$M_{\max} \text{ SLU} = 70.50 \text{ kNm}$$

Verifica SLE direzione trasversale (y):

Il massimo momento agente in direzione longitudinale nelle combinazioni SLE è calcolato sulla stessa linea di sezione dello SLU ed è pari a:

$$\text{Comb. caratteristica} = 52.22 \text{ kNm}$$

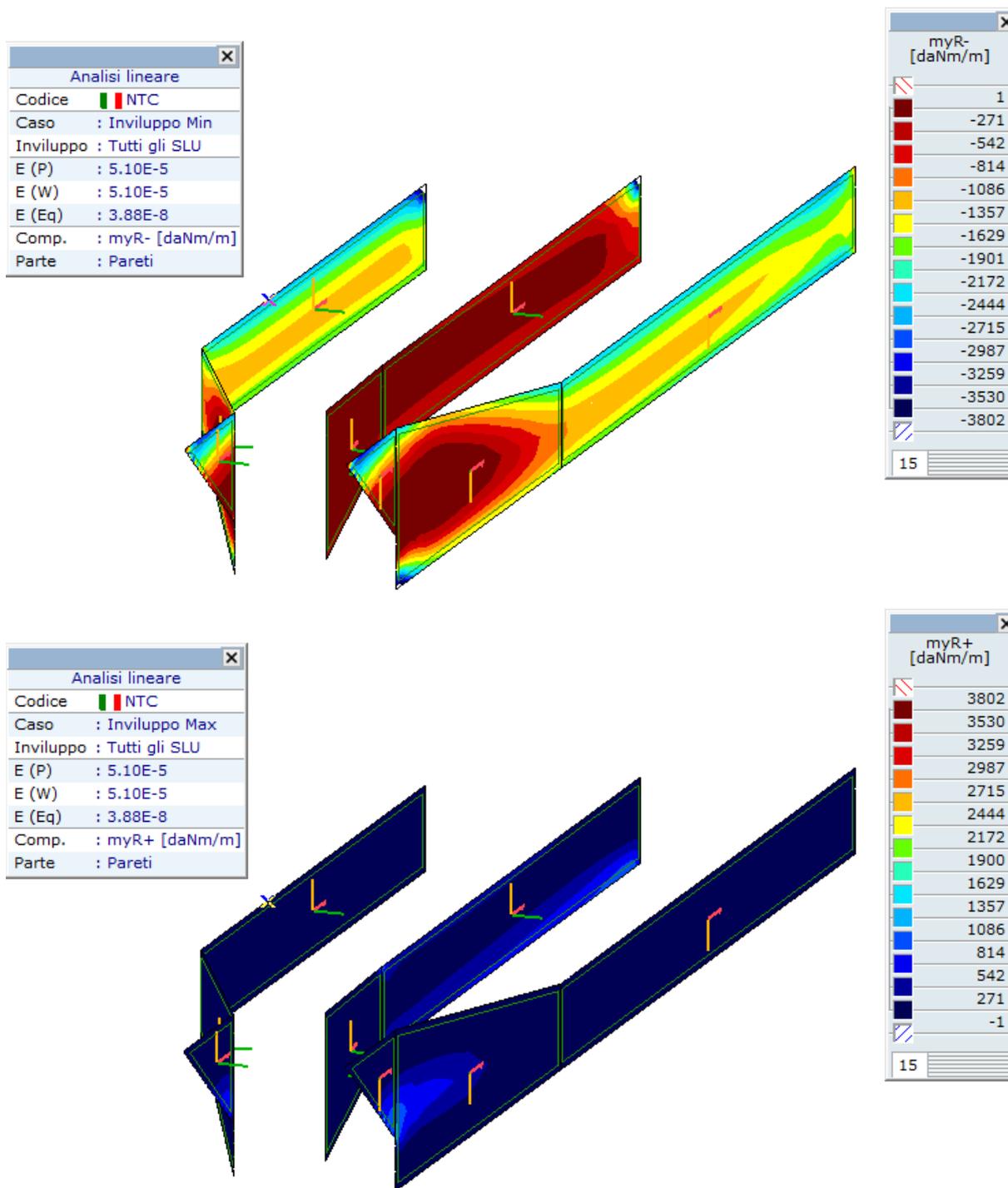
$$\text{Comb. frequente} = 47.98 \text{ kNm}$$

$$\text{Comb. quasi permanente} = 35.25 \text{ kNm}$$

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE	
PRESSOFLESSIONE RETTA		Soletta y	
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009			
Calcestruzzo			
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)	
R _{ck} =	350 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione	
g _c =	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo	
a _{cc} =	0.85	Fattore di durata carico	
f _{cd} =	165 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione	
Acciaio			
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)	
f _{yk} =	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento	
g _s =	1.15	Coeff. sicurezza acciaio	
f _{yd} =	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto	
Sezione			
b	100 cm	Base	
h	20 cm	Altezza	
c	5 cm	Copriferro	
Armature			
Strato	y_i	n_b	f
	[cm]	[-]	[mm]
			A
			[cm ²]
1	5.0	5	16
2			
3			
4			
5	15.0	5	16
6	15.0	5	16
			10.05
			0.00
			0.00
			0.00
			10.05
			10.05
VERIFICA SLU			
N _{Ed,SLU}	0 kg	Sforzo normale agente	
y _{NEd}	10 cm	Eccentricità sforzo normale	
M _{Ed,SLU}	7050 kg m	Momento flettente agente	
M _{Rd}	9851 kg m	M _{Ed} /M _{Rd} =	0.72 ≤ 1
			VERIFICATO
		Asse neutro SLU	
		x _{SLU}	5.45 cm
VERIFICA SLE			
M _{Ed,car}	5222 kgm	Coeff. Omogenizzazione	
M _{Ed,freq}	4798 kgm	n	
M _{Ed,qp}	3525 kgm	15	
		Asse neutro SLE	
		x _{SLE}	6.70 cm
Verifica tensioni in esercizio			
σ _{c,car}	112.0 kg/cm ²	σ _{c,lim}	174.3 kg/cm ²
σ _{Smax,car}	2081 kg/cm ²	σ _{Slim}	3600 kg/cm ²
σ _{c,qp}	75.6 kg/cm ²	σ _{c,lim}	130.7 kg/cm ²
σ _{Smax,qp}	1405 kg/cm ²	σ _{Slim}	3600 kg/cm ²
Verifica fessurazione			
σ _{Smax,freq}	1912 kg/cm ²		
σ _{Smax,qp}	1405 kg/cm ²		
W _{freq}	0.167 mm	W _{lim} =	0.4 mm
W _{qp}	0.105 mm	W _{lim} =	0.3 mm
			VERIFICATO
			VERIFICATO

Pareti verticali (sp.=0.20m)

Armatura:

 $\Phi 10/20$ cm interni e esterni in direzione orizzontale (x) $\Phi 12/20$ disposti interni ed esterni direzione verticale (y)**Verifica SLU direzione verticale (y):****Figura 9 – Diagramma dei momenti M_y - $M_{rd} = 38.02$ kNm**

Il momento di verifica in combinazione ultima (involuppo SLU e SLV) è ottenuto integrando i momenti agenti su una sezione di lunghezza 1m eseguita nelle zone maggiormente sollecitate.

$$M_{\max} \text{ SLU} = 32.25 \text{ kNm}$$

Verifica SLE direzione verticale (y):

Il massimo momento agente in direzione longitudinale nelle combinazioni SLE è calcolato sulla stessa linea di sezione dello SLU ed è pari a:

$$\text{Comb. caratteristica} = 23.89 \text{ kNm}$$

$$\text{Comb. frequente} = 21.88 \text{ kNm}$$

$$\text{Comb. quasi permanente} = 15.87 \text{ kNm}$$

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE <i>Parete Y - Esterno</i>		
PRESSOFLESSIONE RETTA				
<i>d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009</i>				
Calcestruzzo				
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)		
R_{ck}	350 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione		
g_c	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo		
a_{cc}	0.85	Fattore di durata carico		
f_{cd}	165 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione		
Acciaio				
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)		
f_{yk}	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento		
g_s	1.15	Coeff. sicurezza acciaio		
f_{yd}	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto		
Sezione				
b	100 cm	Base		
h	20 cm	Altezza		
c	5 cm	Copriferro		
Armature				
Strato	y_i	n_b	f	
	[cm]	[-]	[mm]	
			A	
			[cm ²]	
1	5.0	5	12	5.65
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6	15.0	5	12	5.65
VERIFICA SLU		Asse neutro SLU		
$N_{ed,SLU}$	0 kg	Sforzo normale agente		
y_{NEd}	10 cm	Eccentricità sforzo normale		
$M_{Ed,SLU}$	3225 kg m	Momento flettente agente		
M_{Rd}	3802 kg m	$M_{Ed}/M_{Rd} =$	0.85 ≤ 1	
		VERIFICATO		
VERIFICA SLE		Coeff. Omogenizzazione		
$M_{Ed,car}$	2389 kgm	n		
$M_{Ed,freq}$	2188 kgm	15		
$M_{Ed,qp}$	1587 kgm	Asse neutro SLE		
		x_{SLE} 4.37 cm		
Verifica tensioni in esercizio				
$\sigma_{c,car}$	84.2 kg/cm ²	$\sigma_{c,lim}$	174.3 kg/cm ²	
$\sigma_{s,max,car}$	3072 kg/cm ²	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm ²	
$\sigma_{c,qp}$	55.9 kg/cm ²	$\sigma_{c,lim}$	130.7 kg/cm ²	
$\sigma_{s,max,qp}$	2041 kg/cm ²	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm ²	
VERIFICATO				
Verifica fessurazione				
$\sigma_{s,max,freq}$	2813 kg/cm ²			
$\sigma_{s,max,qp}$	2041 kg/cm ²			
w_{freq}	0.273 mm	$w_{lim} =$	0.4 mm	
w_{qp}	0.197 mm	$w_{lim} =$	0.3 mm	
		VERIFICATO		
		VERIFICATO		

Verifica SLU direzione orizzontale (x):

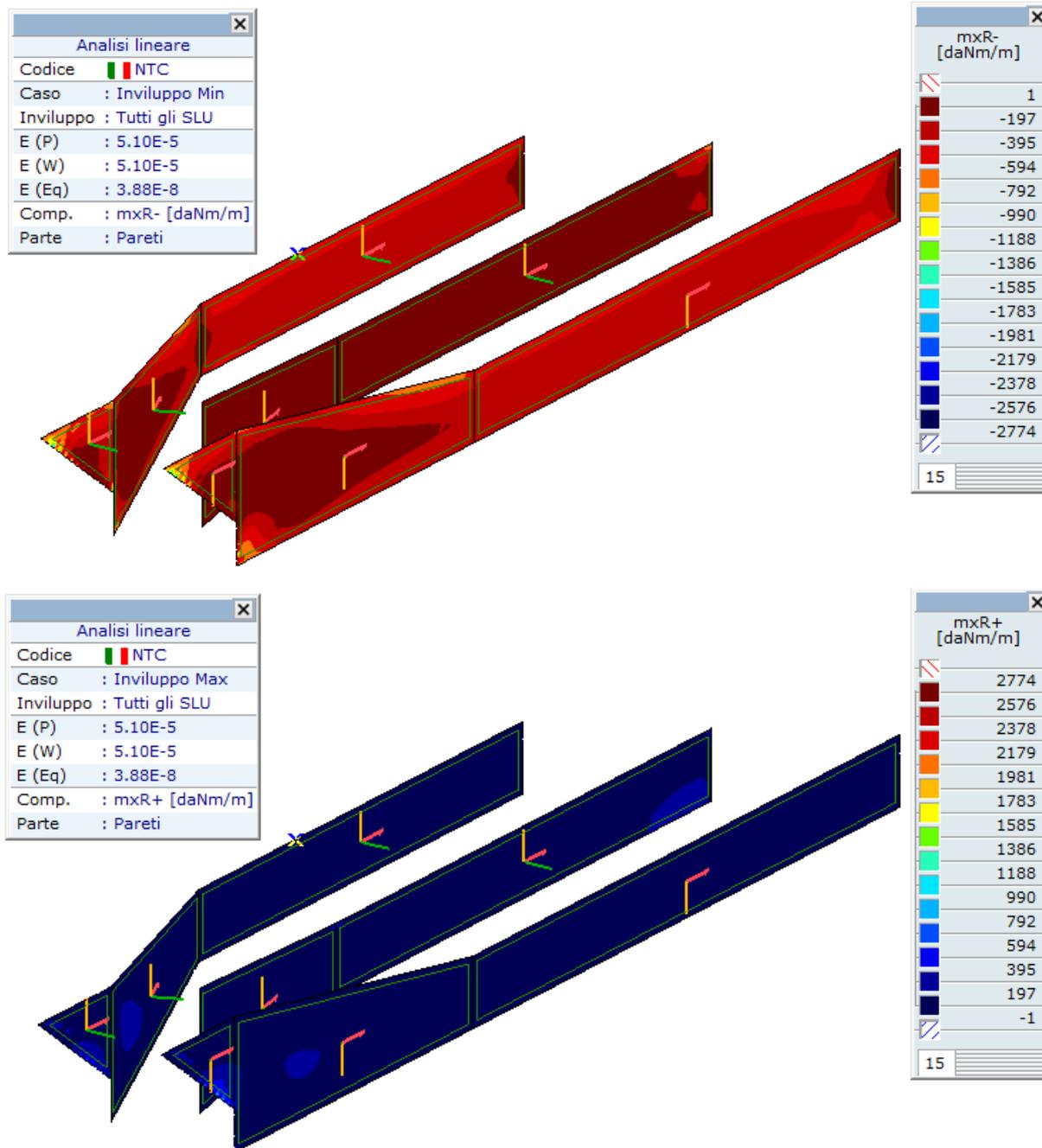


Figura 10 – Diagramma dei momenti M_y lato interno $M_{rd} = 27.74 \text{ kNm}$

Il momento di verifica in combinazione ultima (inviluppo SLU e SLV) è ottenuto integrando i momenti agenti su una sezione di lunghezza 1m eseguita nelle zone maggiormente sollecitate.

$$M_{\max} \text{ SLU} = 4.18 \text{ kNm}$$

Verifica SLE direzione trasversale interna (y):

Il massimo momento agente in direzione longitudinale nelle combinazioni SLE è calcolato sulla stessa linea di sezione dello SLU ed è pari a:

Comb. caratteristica = 3.09 kNm

Comb. frequente = 2.90 kNm

Comb. quasi permanente = 2.31 kNm

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE	
PRESSOFLESSIONE RETTA		<i>Parete x</i>	
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009			
Calcestruzzo			
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)	
R _{ck}	350 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione	
g _c	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo	
a _{cc}	0.85	Fattore di durata carico	
f _{cd}	165 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione	
Acciaio			
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)	
f _{yk}	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento	
g _s	1.15	Coeff. sicurezza acciaio	
f _{yd}	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto	
Sezione			
b	100 cm	Base	
h	20 cm	Altezza	
c	5 cm	Copriferro	
Armature			
Strato	y_i	n_b	f
	[cm]	[-]	[mm]
1	5.0	5	10
2			
3			
4			
5			
6	15.0	5	10
VERIFICA SLU		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}	418 kg m	Momento flettente agente	
M _{Rd}	2774 kg m	M _{Ed} /M _{Rd} = 0.15 ≤ 1	VERIFICATO
VERIFICA SLE		Coeff. Omogenizzazione	
M _{Ed,car}	309 kgm	n	15
M _{Ed,freq}	290 kgm	Asse neutro SLE	
M _{Ed,qp}	231 kgm	x _{SLE} 3.82 cm	
Verifica tensioni in esercizio			
σ _{c,car}	12.7 kg/cm ²	σ _{c,lim}	174.3 kg/cm ²
σ _{Smax,car}	557 kg/cm ²	σ _{Slim}	3600 kg/cm ²
σ _{c,qp}	9.5 kg/cm ²	σ _{c,lim}	130.7 kg/cm ²
σ _{Smax,qp}	417 kg/cm ²	σ _{Slim}	3600 kg/cm ²
Verifica fessurazione			
σ _{Smax,freq}	523 kg/cm ²		
σ _{Smax,qp}	417 kg/cm ²		
w _{freq}	0.058 mm	w _{lim} =	0.4 mm
w _{qp}	0.046 mm	w _{lim} =	0.3 mm

11. Verifiche collegamento becco esistente

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.

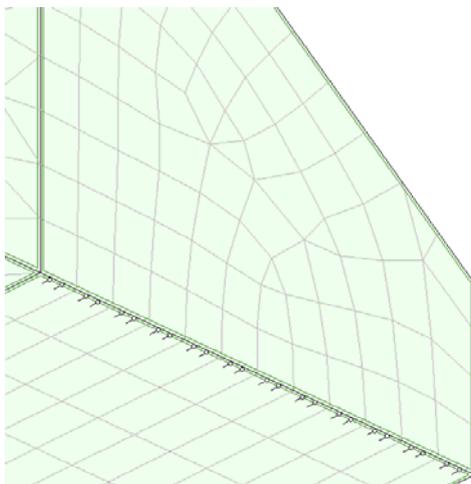


Figura 11 – Cerniera base becco esistente

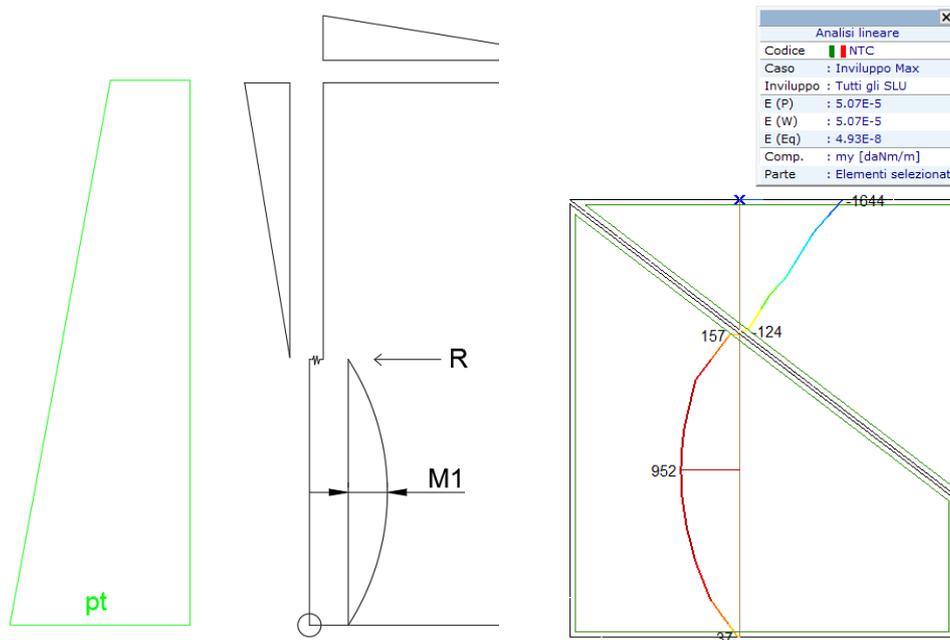


Figura 12 – Schema statico collegamento e sollecitazioni modello di calcolo $M_{Ed} = 9.52kNm$

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:

$$MR_d = 4400 / 1.35 / 1.15 \cdot 0.9 \cdot 3.14 \cdot 17 / 10000 = 13.61 \text{ kNm} > MEd = 9.52 \text{ kNm}$$

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.



Figura 13 – Dettaglio modellazione connettore

In seguito è riportato l'andamento delle sollecitazioni di taglio nei connettori. Questi ultimi sono disposti ad un passo di circa 20 cm come i ferri di cucitura disposti. Per quanto riguarda la platea di fondazione sono disposti due connettori ogni 20 cm.

In seguito sono riportati gli output grafici del programma di calcolo con le sollecitazioni nei vari connettori.

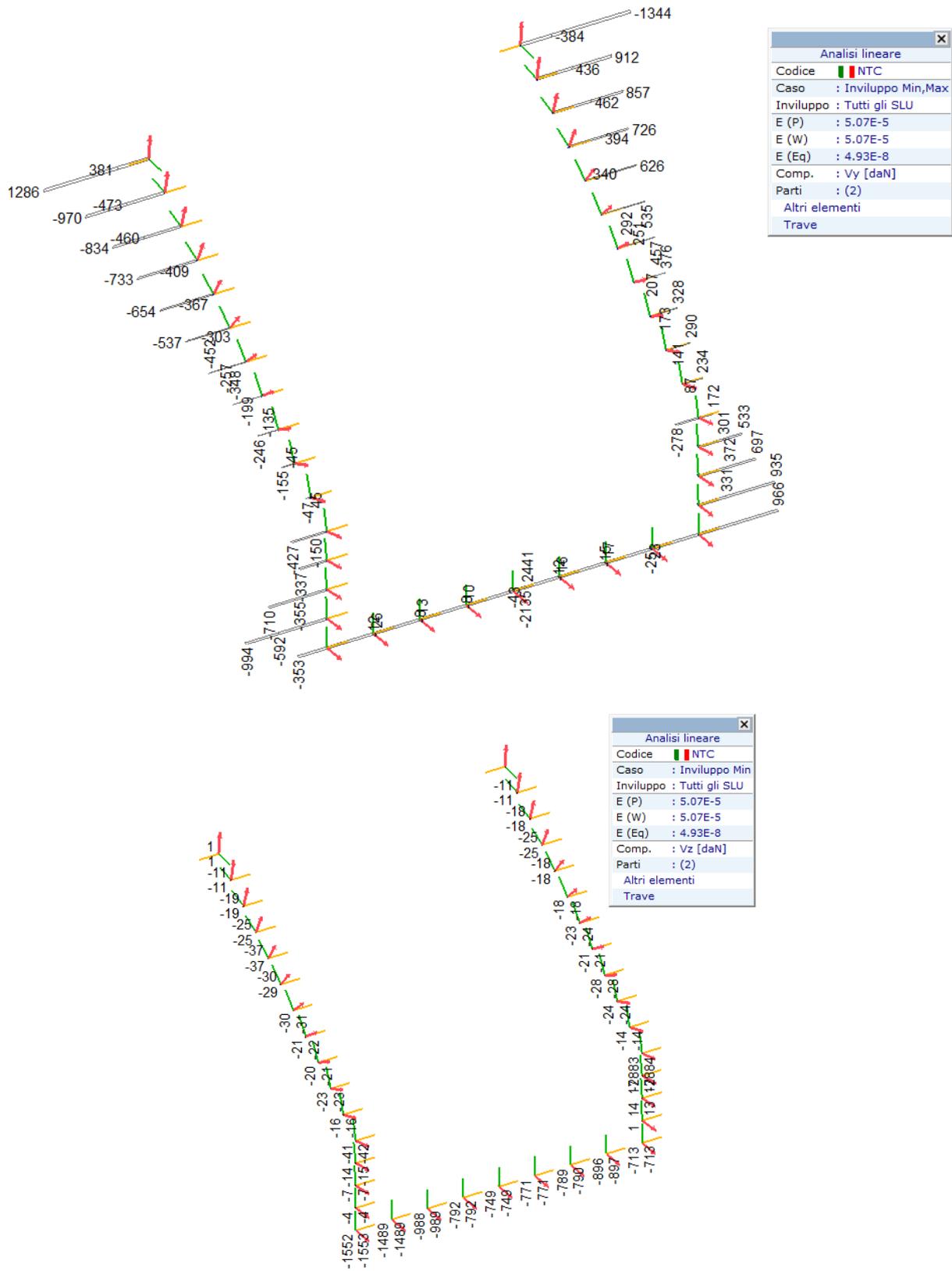
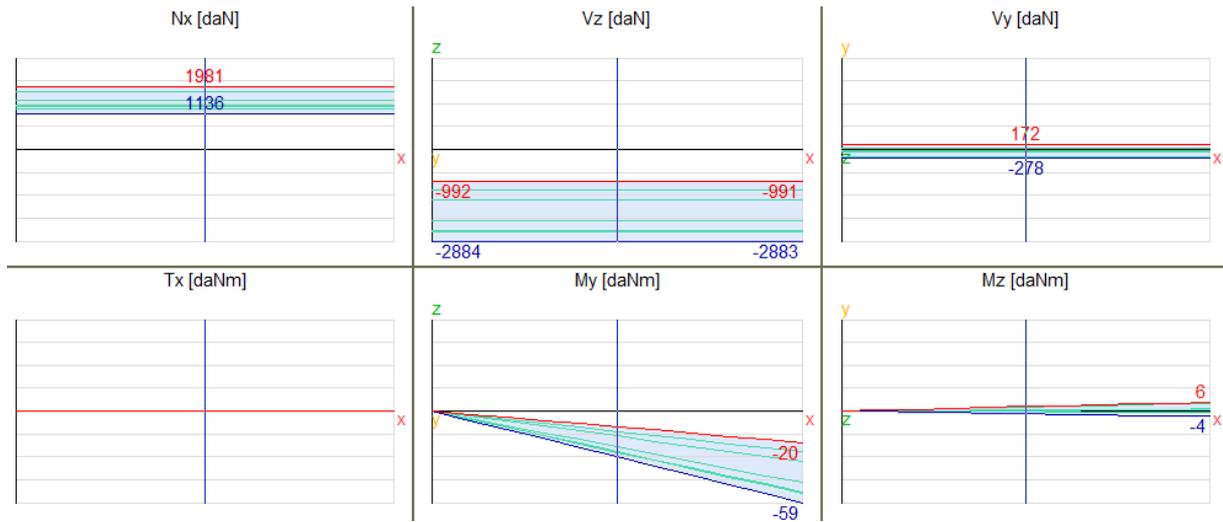


Figura 14 – Sollecitazioni taglianti connettori



$$V_{Ed} = (28.83^2 + 2.78^2)^{0.5} = 28.96 \text{ kN}$$

Sono adottati come connettori degli spezzoni $\Phi 14/20$ inghisati nella mezzeria della sezione della parete, e due connettori nella platea.

$$V_{Rd} = 1.53 * 39.13 * \sqrt{3} = 34.56 \text{ kN} > 28.96 \text{ kN}$$

VERIFICATO

12. Verifiche geotecniche

12.1.1 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.

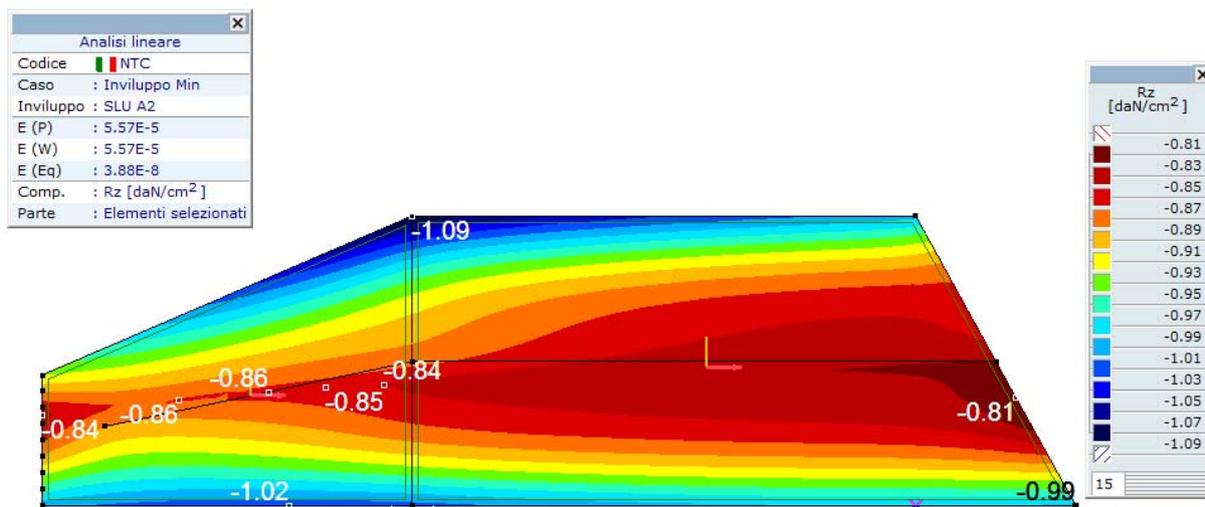


Figura 15 – Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Statica

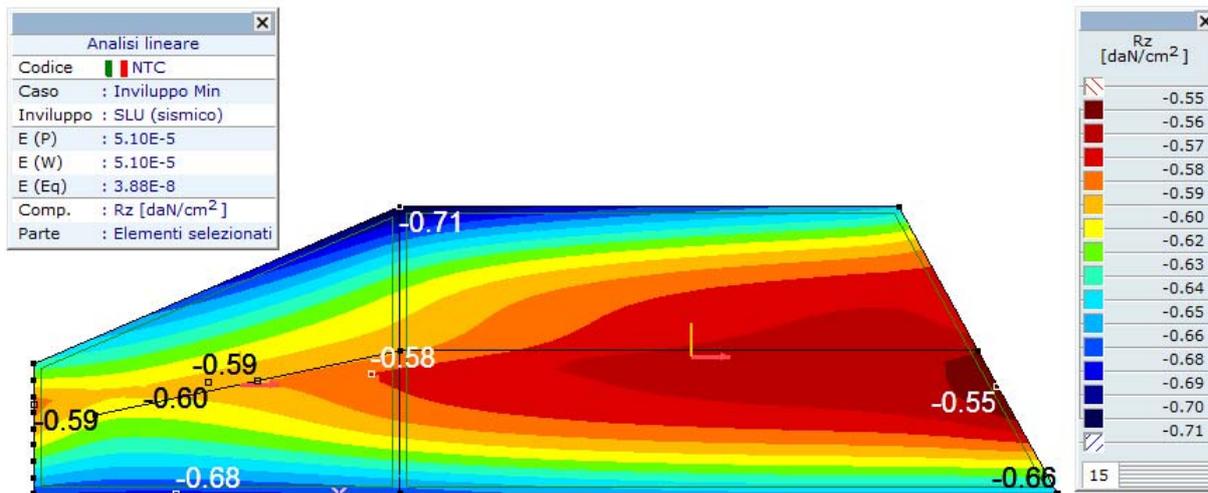


Figura 16 – Diagramma pressioni combinazione A2-M2-R2 Sismica

In seguito è riportata la sintesi delle verifiche.

DATI GLOBALI

$c =$	0 kN/m ²	Coesione
$g_t =$	20 kN/m ³	Densità terreno
$f =$	30 °	Angolo di attrito terreno
$D =$	2.5 m	Approfondimento piano di fondazione
$B =$	4.87 m	Base fondazione
$L =$	14.26 m	Larghezza fondazione
a_{g0}	0.165	Accelerazione al suolo
S	1.2	Coeff. amplificazione
a_g	0.198	Accelerazione di picco
β	1	Coeff. riduzione (§7.11.3.5.2 NTC08)

COMBINAZIONI

A2+M2+R2	
$g_f =$	1.25 SLU
$g_c =$	1.25 SLU
$g_R =$	1.80 SLU
$g_{cu} =$	1.40 SLU
$E(B) =$	0.00 m
$E(L) =$	0.00 m
$p_n =$	99.00 kN/mq
$p_h =$	0.00 kN/mq
$q_{lim} =$	503 kN/mq
FS =	5.08

A2+M2+R2 sisma	
$g_f =$	1.25 SLU
$g_c =$	1.25 SLU
$g_R =$	1.80 SLU
$g_{cu} =$	1.40 SLU
$E(B) =$	0.00 m
$E(L) =$	0.00 m
$p_n =$	71.00 kN/mq
$p_h =$	4.29 kN/mq
$q_{lim} =$	328 kN/mq
FS =	4.62

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

$A_p =$	66 m ²	Area pareti
$A_s =$	69.73 m ²	Area soletta
$I_m =$	100 kg/m ²	Inerzia muro sp.20 cm
$I_t =$	665 kg/m ²	Inerzia terreno
$F_{cls} =$	13573 kg	Forza d'inerzia muri
$F_t =$	16199 kg	Forza d'inerzia terreno
$S =$	29772 kg	Forza sismica totale
$p_h =$	4.29 kN/m ²	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 ³	$c =$ 0 kN/m ²
Angolo di attrito del terreno		$f_d =$	24.00 °	$f =$ 30 °
Coesione del terreno		$c_d =$	0.00 kN/m ²	$g_f =$ 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 ²
Angolo di inclinazione piano di fondazione ($\leq \phi$)		$a =$	0.00 °	$g_{cu} =$ 1.40 SLU
				$c_{ud} =$ 0.00 kN/m ²
Larghezza fondazione		$B =$	4.87 m	
Lunghezza fondazione		$L =$	14.26 m	$A =$ 69.4462 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		$B(EQ) =$	4.87 m	
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) =$	14.26 m	
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione		$p_n =$	99.00 kN/m ² = 0.99 kg/cm ²	
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_t =$	0.00 kN/m ² = 0.00 kg/cm ²	
Carico normale alla fondazione		$N =$	6875 kN = 687517 kg	
Carico tangenziale alla fondazione		$T =$	0 kN = 0 kg	
Sovraccarico sul piano campagna		$Q =$	0.00 kN/m ² = 0.00 kg/cm ²	
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	48.70	50.00	0.00
Fattori di capacità portante	N	5.75	9.60	19.32
Fattori di forma fondazione	s	1.08	1.08	1.16
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.16	1.18
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	$F N s d i b q$	302	602.56	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione		$q_{lim} =$	503 kN/m ² = 5.03 kg/cm ²	
Carico limite totale normale al piano di fondazione		$N_{lim} =$	34917 kN = 3491747 kg	
Coefficiente di sicurezza	FS=	5.08		

Combinazione A2+M2+R2 Sismica modello 1

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				
Peso specifico del terreno		$g_t =$	20.00 kN/m ³	$c =$ 0 kN/m ²
Angolo di attrito del terreno		$f_d =$	24.00 °	$f =$ 30.00 °
Coazione del terreno		$c_d =$	0.00 kN/m ²	$g_f =$ 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 ²
Angolo di inclinazione piano di fondazione ($\leq \phi$)		$a =$	0.00 °	$g_{cu} =$ 1.40 SLU
				$c_{ud} =$ 0.00 kN/m ²
Larghezza fondazione		$B =$	4.87 m	
Lunghezza fondazione		$L =$	14.26 m	$A =$ 69.4462 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		$B(EQ) =$	4.87 m	
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) =$	14.26 m	
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione		$p_n =$	71.00 kN/m ² = 0.71 kg/cm ²	
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_h =$	4.29 kN/m ² = 0.043 kg/cm ²	
Carico normale alla fondazione		$N =$	4931 kN = 493068 kg	
Carico tangenziale alla fondazione		$T =$	298 kN = 29792.42 kg	
Sovraccarico sul piano campagna		$Q =$	0.00 kN/m ² = 0.00 kg/cm ²	
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 ²)	F	9.6426	50.00	0.00
Fattori di capacità portante	N	5.75	9.60	19.32
Fattori di forma fondazione	s	1.08	1.08	1.16
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.16	1.18
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.84	0.90	0.89
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	$F N s d i b q$	50.47	540.45	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione		$Q_{lim} =$	328 kN/m ² = 3.28 kg/cm ²	
Carico limite totale normale al piano di fondazione		$N_{lim} =$	22799 kN = 2279857 kg	
Coefficiente di sicurezza	FS=	4.62		

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 14/1/2008¹, non riporta la capitolo relativo ai ponti stradali alcuna indicazione relativa a manufatti di tale tipo, ma lascia delle 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 17: 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

¹ 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 1).

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 18: 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

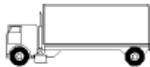
SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
			140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
			120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
			140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120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

Figura 19: NTC08 – modelli di carico per verifiche a fatica: schemi fisici di veicoli

I mezzi rappresentati nella Figura 2 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 20: 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 Strada² (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/cm², 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.

² <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 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 21: Stralcio sintesi art. 62 C.S.³

³ <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.

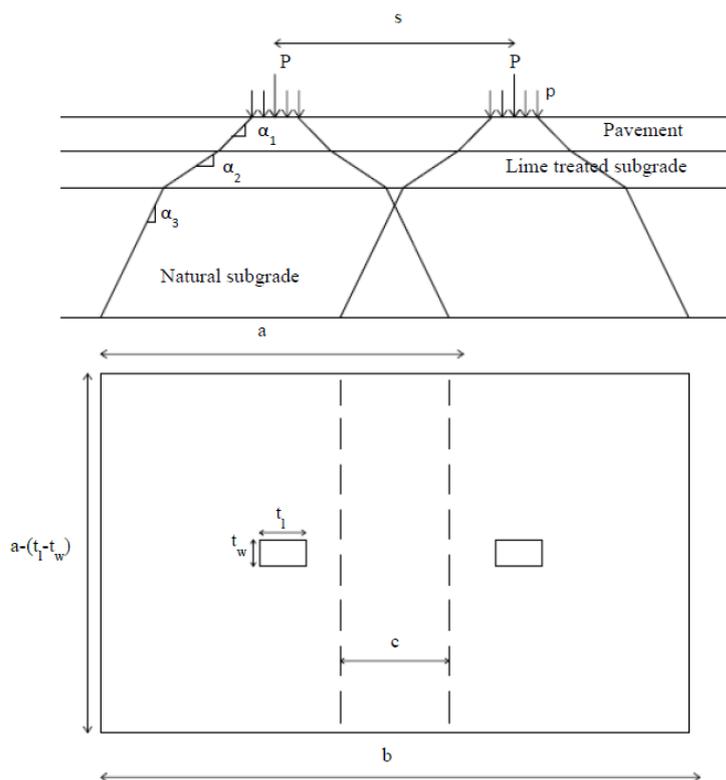


Figura 22: Diffusione carichi ruota secondo K-DOT (Studi Kentucky Dept. Of Transp.)

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°) 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, α_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 23: Angoli di diffusione K-DOT (Studi Kentucky Dept. Of Transp.)

Giunti ad estradosso soletta il carico diffonde al piano medio con inclinazione a 45°, 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 degrado⁴.

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.

⁴ 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

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

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:

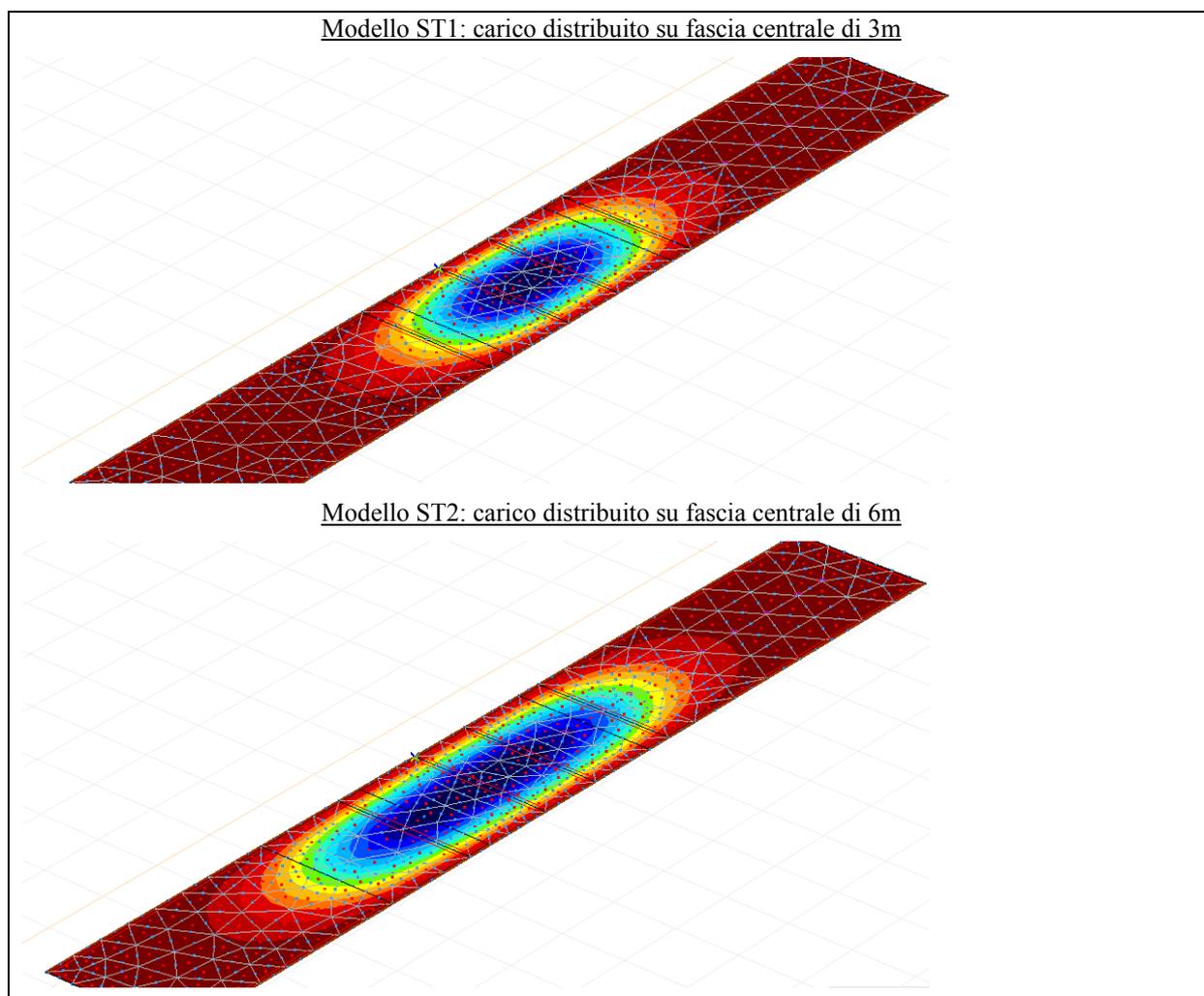


Figura 24: Modelli di piastra lunga con carichi su aree diffuse

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.

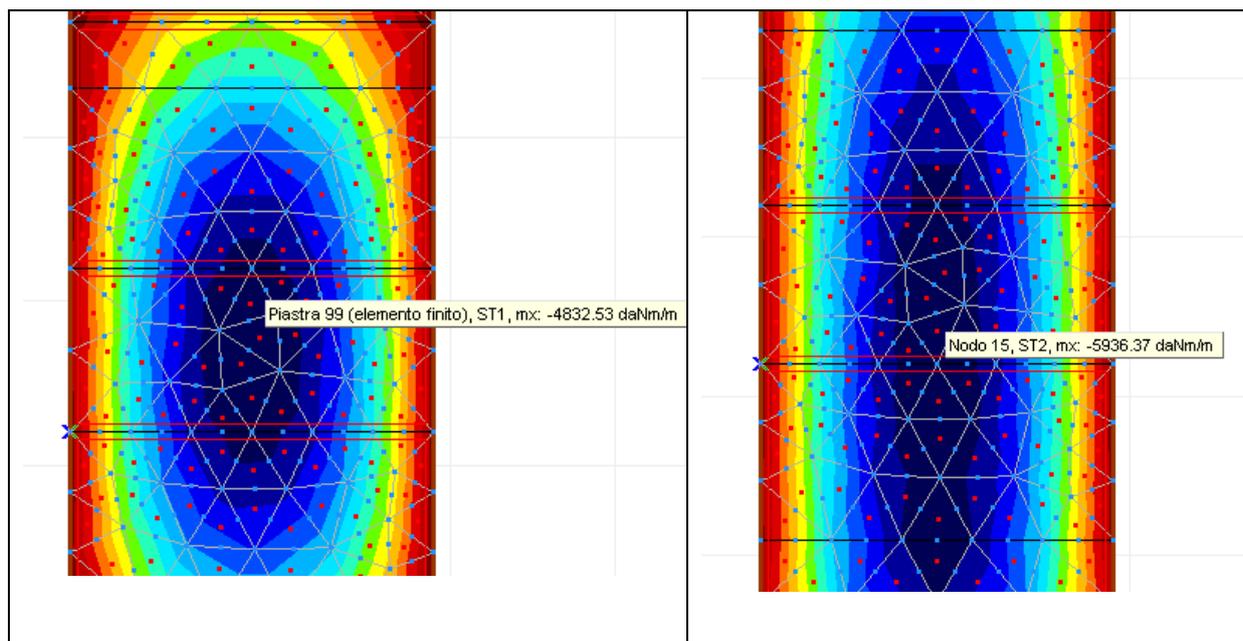


Figura 25: Effetto piastra nel caso di carichi su aree diffuse

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 rischierrebbero, 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.

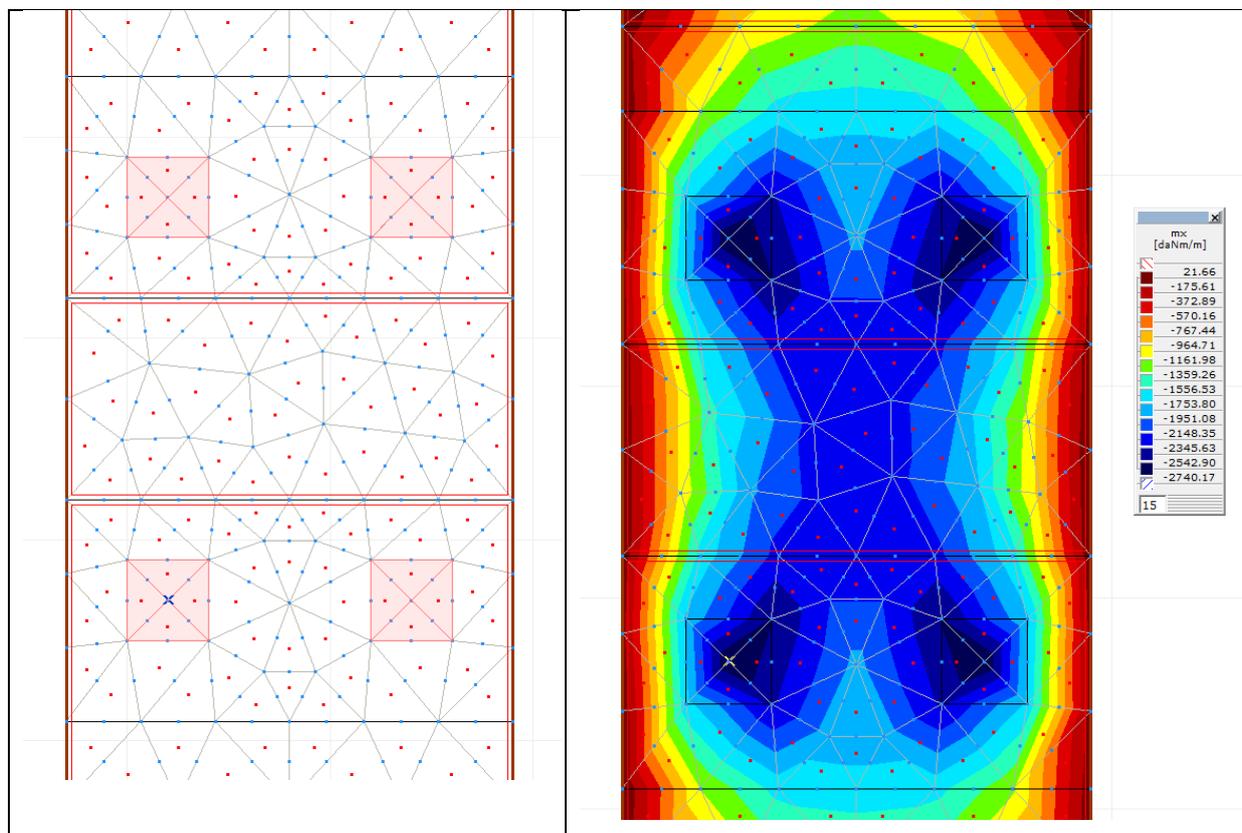


Figura 26: Effetto piastra nel caso di carichi su aree ridotte

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 1.1.

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.

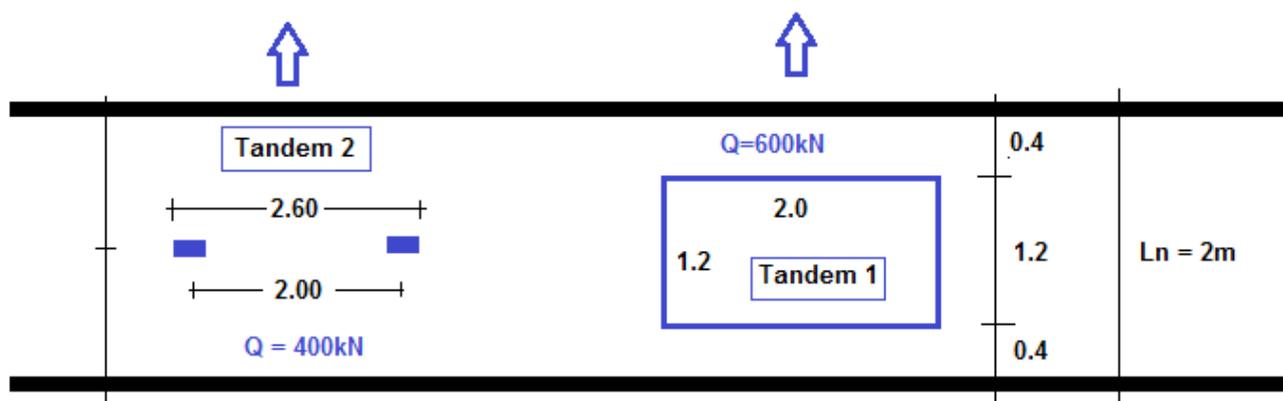


Figura 27: Angoli di diffusione K-DOT (Studi Kentucky Dept. Of Transp.)

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 $2.2 \times 3\text{mq}$ 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 30cm/ massimo 200cm per gli altri tombini

Angolo di diffusione		45°-30°					
CARICO	TM1-MIN	TM1-MAX	TM2-MIN	TM2-MAX	R.C.	u.m.	
Ricoprimento	8	40	8	40	40	kN/mq	
tandem Q	49.19	20.98	46.49	23.96	13.02	kN/mq	
uniforme q	7.80	5.09	0.00	0.00	4.50	kN/mq	
Q+q	56.99	26.06	46.49	23.96	20.00	kN/mq	
SLU (G+Q+q)	87.33	87.19	73.16	84.35	79.00	kN/mq	
SLE-K (G+Q+q)	64.99	66.06	54.49	63.96	60.00	kN/mq	
NOTE			Q uniforme equivalente		di calcolo		

Tabella 8 - Sintesi risultati di analisi della diffusione dei carichi (altri tombini)

Dalle tabelle si nota che:

- Il carico con diffusione unica a 45° (colonna 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 (0.65m risultate dallo stato attuale del progetto) porta ad un carico totale in soletta lievemente inferiore a quello utilizzato nelle analisi (83.22kN/mq contro quello usato 87.8 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

- Tabella 9, Tabella 10, Tabella 9, Tabella 10: 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*):

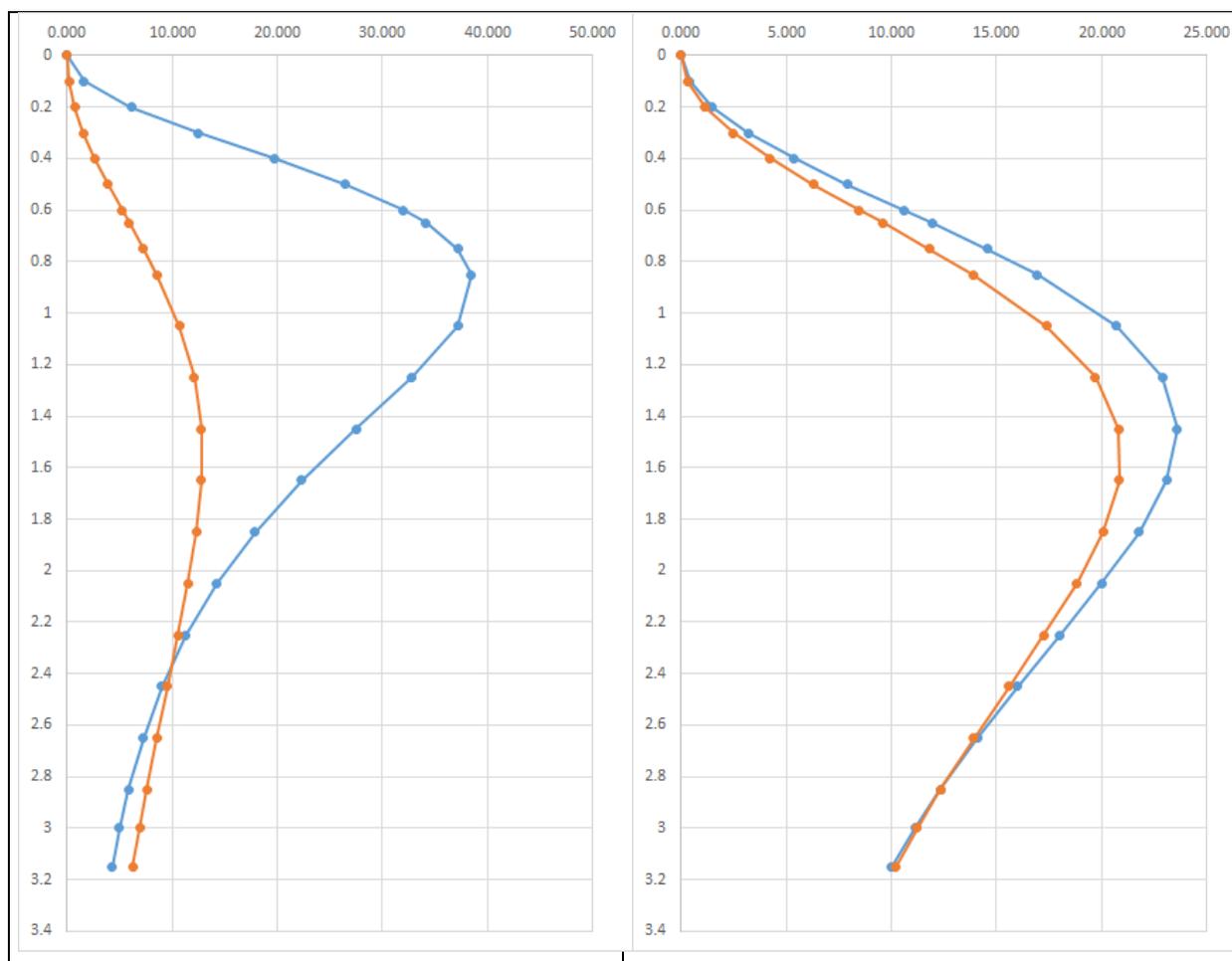


Figura 28: Spinte sulla sezione lungo la linea dell'asse del tandem TM1 (Terzaghi)

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

Tablelle di calcolo della diffusione del carico tandem – altri tombini

<u>Dati di calcolo</u>		Tandem LM1 - Ricoprimento minimo	
$\alpha =$	30 °	angolo di diffusione	<u>Ripartizione soletta</u>
$a_0 =$	2.2 m	impronta carico dir. 1	$r_{\text{calcolo}} =$ 0.84 di calcolo
$b_0 =$	3.0 m	impronta carico dir. 2	$r_{\text{imposto}} =$ 1 su Q
$x =$	0.3 m	rcoprimento	1 su q
$c =$	0.10 m	metà spessore soletta	<u>Diffusione q.s. uniforme</u>
$s =$	0.3 m	spessore pavimentazione	$\beta =$ 0.90 di calcolo
$p_t =$	20 kN/mc	P.p. ricoprimento	$\beta =$ 0 imposto

Carichi in superficie

$G_r =$	6.0 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		
$\beta =$	0.90	-		
$r =$	1.00	su Q		
	1.00	su q		

<u>Area di diffusione</u>	α_i	cost.	<u>Area di diffusione</u>	α_i	var.
$a_1 =$	2.75 m		$a_2 =$	3.00 m	45 pavim.
$b_1 =$	3.55 m		$b_2 =$	3.80 m	30 terreno
$A_1 =$	9.74 mq		$A_2 =$	11.40 mq	45 soletta

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

$p_G =$	6.0 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	61.60 kN/mq	tandem
$p_q =$	8.07 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	69.67 kN/mq	tot. Stradale

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

$p_G =$	6.0 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	52.63 kN/mq	tandem
$p_q =$	8.07 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	60.70 kN/mq	tot. Stradale

Valori carichi di calcolo - 30° cost.

$p_{sF} =$	19.93 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	75.67 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	101.86 kN/mq	SLU

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

$p_{sF} =$	18.14 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	66.70 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	89.74 kN/mq	SLU

Tabella 9- TM1 ricoprimento minimo

Dati di calcolo

$\alpha =$	30 °	angolo di diffusione
$a_0 =$	2.2 m	impronta carico dir. 1
$b_0 =$	3.0 m	impronta carico dir. 2
$x =$	2.00 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 - Ricoprimento massimo**Ripartizione soletta**

$r_{\text{calcolo}} =$	0.97	di calcolo
$r_{\text{imposto}} =$	1	su Q
	1	su q

Diffusione q.s. uniforme

$\beta =$	0.57	di calcolo
$\beta =$	0	imposto

Carichi in superficie

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

$\gamma_G =$	1.30
$\gamma_Q =$	1.35
$\gamma_Q =$	1.35

Area di diffusione

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

Area di diffusione

$a_2 =$	4.96 m	α_i	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° 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**Tandem LM2 - Ricoprimento minimo**

$\alpha =$	30 °	angolo di diffusione	<u>Ripartizione soletta</u>	
$a_0 =$	0.35 m	impronta carico dir. 1	$r_{\text{calcolo}} =$	0.81 di calcolo
$b_0 =$	2.60 m	impronta carico dir. 2	$r_{\text{imposto}} =$	0.7 su Q
$x =$	0.30 m	ricoprimento		0.7 su q
$c =$	0.10 m	metà spessore soletta	<u>Diffusione q.s. uniforme</u>	
$s =$	0.3 m	spessore pavimentazione	$\beta =$	0.90 di calcolo
$p_t =$	20 kN/mc	P.p. ricoprimento	$\beta =$	0 imposto

Carichi in superficie

$G_r =$	6.0 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		
$\beta =$	0.90	- diffusione q.s. uniforme		
$r =$	0.70	su Q		
	0.70	su q		
		effetto ripartizione soletta		

Area di diffusione

$a_1 =$	0.90 m
$b_1 =$	3.15 m
$A_1 =$	2.82 mq

Area di diffusione

$a_2 =$	1.15 m	α_i	45	pavim.
$b_2 =$	3.40 m		30	terreno
$A_2 =$	3.91 mq		45	soletta

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

$p_G =$	6.0 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	99.27 kN/mq	tandem
$p_q =$	0.00 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	99.27 kN/mq	tot. Stradale

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

$p_G =$	6.0 kN/mq	p.p. ricoprimento
$p_Q =$	71.61 kN/mq	tandem
$p_q =$	0.00 kN/mq	uniforme stradale
$p_{Q+q} =$	71.61 kN/mq	tot. Stradale

Valori carichi di calcolo - 30° cost.

$p_{sF} =$	25.85 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	105.27 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	141.82 kN/mq	SLU

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

$p_{sF} =$	20.32 kN/mq	SLE-F
$p_{sK} =$	77.61 kN/mq	SLE-K
$p_{sd} =$	104.48 kN/mq	SLU

Tabella 11- TM2 ricoprimento minimo

Dati di calcolo**Tandem LM2 - Ricoprimento massimo**

$\alpha =$	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	-		
	1.00	su Q		
$r =$	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	α_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° 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 (assunto in 2m oltre i 0.65 medi risultati dell'attuale tracciato) 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.