

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

### PROGETTO DEFINITIVO

NODO INTERMODALE DI BRINDISI  
INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE  
RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA  
NAZIONALE

### INTERFERENZE IDRAULICHE

Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale tombini stradali

SCALA:

-

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

I A 7 L 0 1 D 1 0 C L I N 0 0 0 0 0 0 2 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	L.Dinelli	Maggio 2020	A.Ciavarella	Maggio 2020	T.Paoletti	Maggio 2020	L.Berardi Maggio 2021
B	Emissione Esecutiva	L.Dinelli	Maggio 2021	A.Ciavarella	Maggio 2021	T.Paoletti	Maggio 2021	

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	7
3	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	8
3.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	8
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI .....	10
4.1	CALCESTRUZZO .....	10
4.2	ACCIAIO DI ARMATURA – BARRE .....	11
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	12
6	VERIFICHE SEZIONI IN C.A.....	13
7	TOMBINO NV05 .....	14
7.1	ANALISI DEI CARICHI .....	15
7.1.1	<i>PESO PROPRIO</i> .....	15
7.1.2	<i>SOVRACCARICO PERMANENTE</i> .....	15
7.1.3	<i>SPINTA DEL TERRENO</i> .....	15
7.1.4	<i>SPINTA ORIZZONTALE FALDA</i> .....	15
7.1.5	<i>CARICHI VARIABILI</i> .....	16
7.1.6	<i>SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO</i> .....	16
7.1.7	<i>AZIONI CLIMATICHE</i> .....	16
7.1.8	<i>AZIONI SISMICHE</i> .....	18
7.2	MODELLO DI CALCOLO .....	20
7.3	CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI .....	22

7.3.1	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI.....	22
7.3.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	23
7.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE.....	27
7.5	VERIFICHE.....	28
7.6	VERIFICHE GEO.....	31
8	TOMBINO NV06.....	38
8.1	ANALISI DEI CARICHI.....	39
8.1.1	PESO PROPRIO.....	39
8.1.2	SOVRACCARICO PERMANENTE.....	39
8.1.3	SPINTA DEL TERRENO.....	39
8.1.4	SPINTA ORIZZONTALE FALDA.....	39
8.1.5	CARICHI VARIABILI.....	40
8.1.6	SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO.....	40
8.1.7	AZIONI CLIMATICHE.....	40
8.1.8	AZIONI SISMICHE.....	42
8.2	MODELLO DI CALCOLO.....	44
8.3	CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI.....	46
8.3.1	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI.....	46
8.3.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	46
8.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE.....	50
8.5	VERIFICHE.....	51
8.6	VERIFICHE GEO.....	53
9	POZZETTI/VASCHE DI RACCOLTA.....	60
9.1	ANALISI DEI CARICHI.....	60

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	4 di 66

9.2	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....	61
9.2.1	<i>Verifica della parete</i> .....	61
9.2.2	<i>Verifica della soletta di fondo</i> .....	65
10	INCIDENZE.....	66

## 1 PREMESSA

Nelle immediate vicinanze della stazione di Brindisi è presente una complessa realtà industriale principalmente legata al Porto e al polo petrolchimico. Il collegamento tra l'area portuale e la stazione di Brindisi, ad oggi, è fortemente penalizzato da una moltitudine di intersezioni a raso all'interno di un'area fortemente urbanizzata.

Obiettivo della presente progettazione consiste nell'incentivare il traffico merci su ferro integrando il sistema portuale con il sistema ferroviario riducendo in questo modo le interferenze tra le attività di terminalizzazione ed il traffico urbano. Tale intervento presenta elevati vantaggi in termini di sicurezza in quanto, oltre ad allontanare il traffico merci da un tessuto urbano costituito da numerosi passaggi a livello, concentra le operazioni di manovra dei treni merci all'interno della nuova "stazione elementare".




Scopo della presente progettazione è la realizzazione del completamento dell'infrastruttura di collegamento dell'area industriale retro-portuale di Brindisi con l'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale.

Il progetto si compone di due lotti:

Lotto 1: opere a carico del Comune di Brindisi (a cura del Comune e in corso di realizzazione):

- Binario di corretto tracciato (Binario III) e precedenza in sinistra (Binario IV) della suddetta nuova Stazione Elementare;
- Nuova tratta ferroviaria di collegamento tra la Dorsale del Consorzio ASI di Brindisi (Porto di Brindisi) e la nuova Stazione Elementare per l'arrivo/partenza di treni merci a modulo 750m (circa 1,78 Km)

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p><b>Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale</b> <b>tombini STRADALI</b></p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL IN0100 002</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 6 di 66</p>

Lotto 2: opere a carico di RFI, oggetto della presente progettazione:

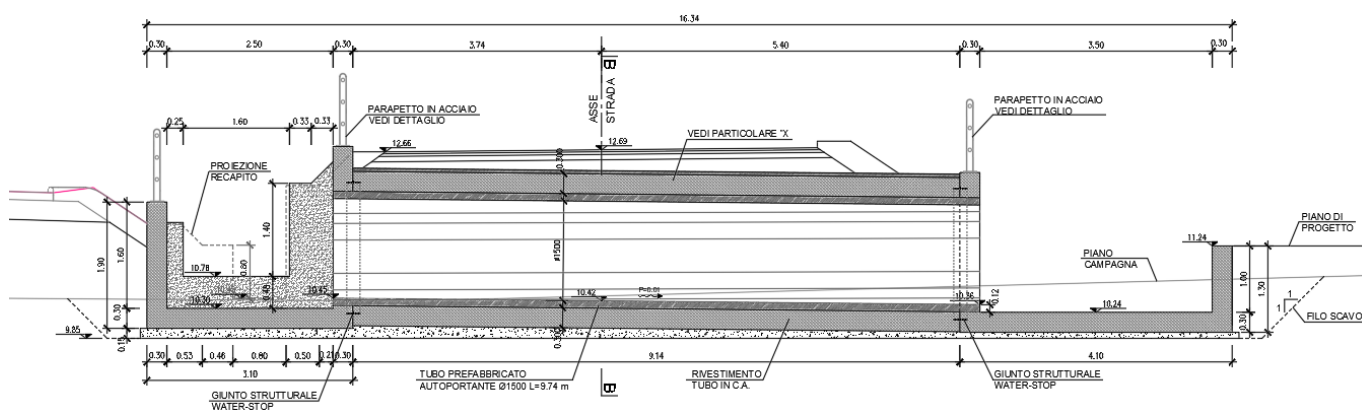
- Binari I e II della nuova stazione per l'arrivo/partenza treni di merci a modulo 750m
- Completamento posa Binari III e IV e adeguamento sede già realizzata per garantire lo stazionamento per l'intero sviluppo del Modulo di stazione da 750 m
- Nuova tratta ferroviaria di collegamento tra la suddetta nuova Stazione Elementare e la linea Bari – Lecce (OO.CC. + armamento)
- Posto di comunicazione e bivio di collegamento della nuova tratta con la Linea Adriatica (al km 764+230 circa della linea Bari – Lecce)
- Impianti di trazione elettrica e apparati tecnologici della nuova stazione merci, della tratta di collegamento tra questa e la Linea Adriatica e del bivio sulla Linea Adriatica per l'allaccio della nuova linea.

Pertanto, il progetto risponde ai seguenti obiettivi:

- Realizzazione di una stazione a modulo 750 m, coerentemente con gli standard europei di trasporto merci;
- Velocizzazione delle attività di manovra e terminalizzazione, per accesso diretto dei treni provenienti da nord in una stazione dedicata a traffico merci, con itinerari di arrivo a 60 km/h;
- Integrazione del sistema ferroviario con quello portuale;
- Riduzione delle interferenze tra le attività di terminalizzazione su ferro e il traffico urbano, con vantaggi soprattutto in termini di sicurezza;
- Incentivo al traffico merci su ferro;
- Separazione del traffico merci, in parte altamente pericolose, dal traffico viaggiatori in stazione di Brindisi centrale.

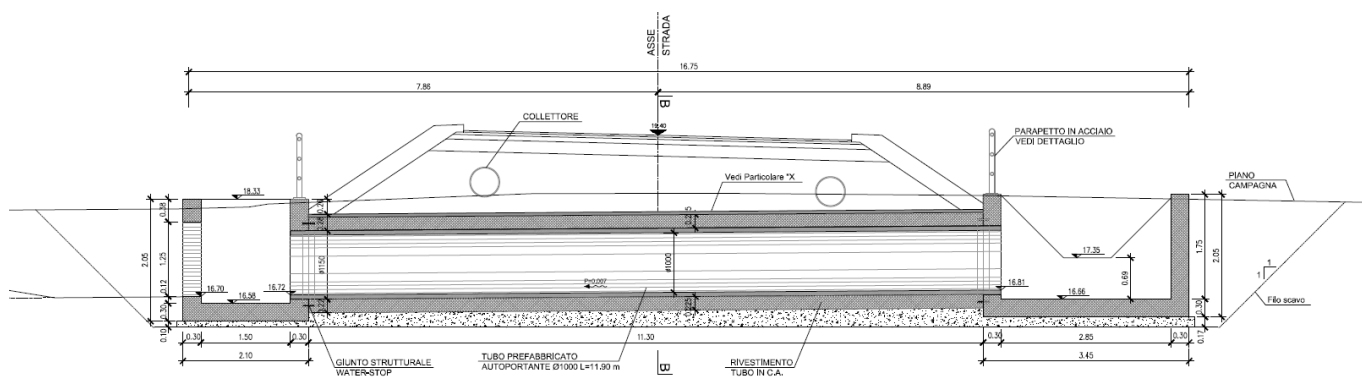
## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il presente documento riporta il dimensionamento e le verifiche, ai sensi della Normativa vigente (NTC 2018), dei tombini idraulici da realizzare nell'ambito del nuovo collegamento tra l'area industriale retro-portuale di Brindisi e la linea ferroviaria nazionale Brindisi – Lecce.



**Figura 1 – Sezione longitudinale del tombino IN03**

Il tombino stradale IN03 è situato alla pk 2+093 in corrispondenza della nuova viabilità NV06.




**Figura 2 – Sezione longitudinale del tombino IN05**

Il tombino stradale IN05 è situato in corrispondenza della nuova viabilità NV05

Al capitolo 7 sono riportate le analisi e le verifiche del tombino IN05 mentre al capitolo 8 sono riportate le analisi e le verifiche del tombino IN06.

Al capitolo 9 infine sono riportate le verifiche dei pozzetti e delle vasche di raccolta valide per tutti gli elementi strutturali di spessore 30 cm e altezza massima 2.4 (valido quindi per entrambi dato che hanno altezza inferiore).

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b>					
<b>Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale tombini STRADALI</b>	COMMESSA IA7L	LOTTO 00	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL IN0100 002	REV. B	FOGLIO 8 di 66

### 3 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

#### 3.1 **Normativa e standard di riferimento**

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- [3] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020- "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI".
- [4] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- [5] Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- [6] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- [7] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- [8] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 004 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- [9] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- [10] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)



[11] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea

[12] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

### 3.2 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l’insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all’opera in esame e riportati in elenco elaborati.

Tombini Idraulici																			
Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari	I	A	7	L	0	0	D	1	0	C	L	I	N	0	0	0	0	0	1
Relazione di calcolo strutturale tombini stradali	I	A	7	L	0	0	D	1	0	C	L	I	N	0	0	0	0	0	2
Tombino ferroviario IN01 km 3+075: pianta, sezione longitudinale e scavi	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	1	0	0	0	1
Tombino ferroviario IN01 km 3+075: sezioni trasversali di carpenteria e dettagli	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	1	0	0	0	2
Tombino ferroviario IN02 Φ1500 km 3+909: Carpenteria, pianta scavi e dettagli pozzetti	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	2	0	0	0	1
Tombino stradale IN03 2Φ1500 su viabilità NV06: Carpenteria, pianta scavi e dettagli pozzetti	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	3	0	0	0	1
Tombino stradale IN05 Φ1000 su viabilità NV05: Carpenteria, pianta scavi e dettagli pozzetti	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	5	0	0	0	1

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

### 4.1 Calcestruzzo

Si riportano di seguito la tabella riepilogativa del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali:

		Struttura in elevazione
R <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	37
f <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	30
f <sub>cm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	36
α <sub>cc</sub>	(-)	0,85
γ <sub>c</sub>	(-)	1,5
f <sub>cd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	17,40
f <sub>ctm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,9
f <sub>ctk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,03
f <sub>ctd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	1,35
f <sub>ctfm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	3,50
f <sub>ctk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,45
E <sub>c</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	32837

Dove:

R<sub>ck</sub> = Resistenza cubica caratteristica a compressione

f<sub>ck</sub> = 0.83·R<sub>ck</sub> = Resistenza cilindrica caratteristica

f<sub>cm</sub> = f<sub>ck</sub> + 8 (N/mm<sup>2</sup>) = Resistenza cilindrica media a compressione

α<sub>cc</sub> = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: acc (t > 28gg) = 0.85

γ<sub>c</sub> = 1.5; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio


della resistenza) non superiore al 10%. f<sub>cd</sub> =  $\frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a compressione

f<sub>ctm</sub> = 0.3 · (f<sub>ck</sub>)<sup>2/3</sup> [per classi ≤ C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

f<sub>ctk</sub> = 0.7 · f<sub>ctm</sub> = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

f<sub>ctd</sub> =  $\frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a trazione

f<sub>ctfm</sub> = 1.2 · f<sub>ctm</sub> = Resistenza media a trazione per flessione

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p><b>Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale</b> <b>tombini STRADALI</b></p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL IN0100 002</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 11 di 66</p>

$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm}$  = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = \text{Modulo Elastico}$$

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (NTC2018 – 11.2.10.5).

## 4.2 Acciaio di armatura – barre

Tipo = B 450 C

$\gamma_a$  = peso specifico = 78.50 kN/m<sup>3</sup>

$f_{y \text{ nom}}$  = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_{t \text{ nom}}$  = tensione nominale di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>

$f_{yk \text{ min}}$  = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_{tk \text{ min}}$  = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>

$(f_t/f_y)_{k \text{ min}}$  = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k \text{ max}}$  = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$  = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$  = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm<sup>2</sup>

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:

$\emptyset < 12 \text{ mm}$  → 4  $\emptyset$ ;

$12 \leq \emptyset \leq 16 \text{ mm}$  → 5  $\emptyset$ ;

$16 < \emptyset \leq 25 \text{ mm}$  → 8  $\emptyset$ ;

$25 < \emptyset \leq 40 \text{ mm}$  → 10  $\emptyset$ .

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

L'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio ha condotto alla definizione dei seguenti valori dei parametri meccanici per i terreni tipo individuati:

Unità	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	OCR	Cs	Cc	$G_0$	$E_{op}$	$k_v$
	kN/m <sup>3</sup>	(°)	(kPa)	(kPa)				(MPa)	(MPa)	
Ls(ms)	19	26÷30	0÷5	60÷120	3,0	0,035	0,190	35÷45	9÷11	1E-07
SL	19	32÷35	0	-	1,0	-	-	0 ÷ 100 fino a 4.5 m da pc 85 ÷ 110 oltre 4.5 m da pc	18 ÷ 25 fino a 4.5 m da pc 21 ÷ 28 oltre 4.5 m da pc	1E-06
LS(ga)	19.5	28÷30	5÷10	50÷100	2,0÷3,0	0,036	0,228	110÷150	28÷38	1E-07
AL	20	24÷28	10÷20	$0,22\sigma'_v, OCR^{0,8}$ (OCR=2)	1,0÷2,0	0,045	0,183	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a)^{0,65}$ (falda considerata al p.c.)	$(2,5 \cdot G_0) / 10$	1E-09
Cal	21	32÷35	0	-	-	-	-	-	100	1E-06

I dati della falda libera che sono stati rilevati indicano un livello piezometrico che si attesta sempre oltre 3.0 m dal piano campagna, pertanto la stessa non interferisce con le opere in oggetto.

## 6 VERIFICHE SEZIONI IN C.A.

Si riportano nella presente relazione le verifiche nelle condizioni di SLE ed SLU condotte con il software RC-SEC della Geostru.

Per le verifiche a fessurazione, in riferimento a quanto indicato nella EN206, per il caso in esame si identifica una classe di esposizione XC4, che corrisponde a condizioni ambientali aggressive.

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

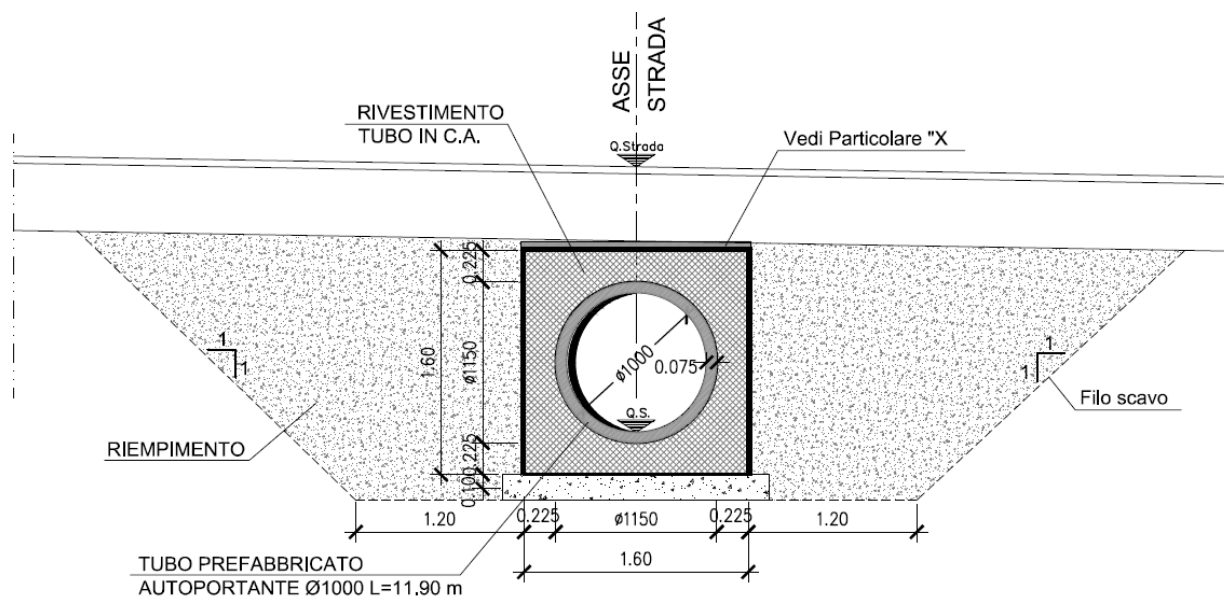
A vantaggio di sicurezza si effettuano le verifiche considerando anche le combinazioni rare, ponendo come limite il valore  $w_1 = 0.2$  mm.

La massima tensione (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – par. 1.8.3.2.1) di compressione del calcestruzzo per tutte le combinazioni di carico SLE risulta sempre inferiore a  $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ .

La massima tensione (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – par. 1.8.3.2.1) di trazione nell'acciaio per tutte le combinazioni di carico SLE risulta sempre inferiore a  $\sigma_s < 0.75 f_{yk} = 337.5$  MPa.

## 7 TOMBINO NV05

Il tombino è costituito da due da un manufatto scatolare in conglomerato cementizio armato gettato in opera, di dimensioni esterne 1.60 x 1.60 m contenente un tubo di diametro 1.00 m e spessore 7.5 cm. Le sezione netta dello scatolare che viene armata è pari a 1.15 x 1.15



**Figura 3 – Sezione trasversale tombino NV05**

### dati di input

$h$ (m)	1.15	altezza netta interna
$l$ (m)	1.15	larghezza netta interna
$b$ (m)	1	profondità striscia di telaio
$s_i$ (m)	0.225	spessore soletta inferiore
$s_p$ (m)	0.225	spessore piedritti
$s_s$ (m)	0.225	spessore soletta superiore

### dati rilevato stradale

$s_r$ (m)	1.2	spessore ricoprimento
$\gamma_r$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso di volume ricoprimento/rilevato
$s_m$ (m)	0.2	spessore massetto pendenze
$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	24	peso di volume massetto pendenze
$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso pavimentazione
$s$ (m)	0.15	spessore pavimentazione

## 7.1 ANALISI DEI CARICHI

### 7.1.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 7.1.2 SOVRACCARICO PERMANENTE

Sul solettone superiore si considera il sovraccarico permanente associato al rilevato, al massetto ed alla pavimentazione, ottenendo un carico di  $31.8 \text{ kN/m}^2$ .

### 7.1.3 SPINTA DEL TERRENO

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	20	peso di volume terreno ai lati
$\phi'$ ( $^\circ$ )	38	angolo di attrito terreno ai lati
$k_0$	0.384	coefficiente di spinta a riposo

Tali parametri si traducono ad un diagramma di pressioni trapezoidale ( $p = k_0 \cdot \gamma \cdot z$ ) da applicare sui piedritti dello scatolare con valori di:

$p_1$ ( $\text{kN/m}^2$ )	12.22	pressione all'estradosso soletta superiore
$p_2$ ( $\text{kN/m}^2$ )	13.09	pressione in asse soletta superiore
$p_3$ ( $\text{kN/m}^2$ )	23.66	pressione in asse soletta inferiore
$p_4$ ( $\text{kN/m}^2$ )	24.52	pressione all'intradosso soletta inferiore

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4 (per la SPTSX) e 2 e 3 (per la SPTDX), la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$F_{1,2}$ ( $\text{kN/m}$ )	1.42	forza concentrata semispessore soletta superiore
$F_{3,4}$ ( $\text{kN/m}$ )	2.71	forza concentrata semispessore soletta inferiore

### 7.1.4 SPINTA ORIZZONTALE FALDA

La falda si trova ad una quota inferiore rispetto all'intradosso del tombino.

### 7.1.5 CARICHI VARIABILI

Si considera lo schema di carico 3 costituito da un carico concentrato di 150 kN applicato su un'impronta 40x40 cm.

La diffusione dei carichi è stata effettuata, a partire dall'impronta, nell'ipotesi di ripartizione nella pavimentazione, nel terreno, nel massetto e nel solettone di copertura nei rapporti di seguito indicati:

	ai	bi
pavimentazione	1	: 1
terreno	3	: 2
soletta	1	: 1
massetto	1	: 1

$L_d$  (m) 2.70 larghezza di diffusione

Schema di carico 3

$Q_{vk}$  (kN) 150 carico concentrato 1 asse

$q/L_d$  (kN/m<sup>2</sup>) 20.58

### 7.1.6 SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO

Il carico accidentale sul rilevato a ridosso del piedritto ha intensità pari al carico accidentale ripartito su una  $L_d$  che tiene conto delle diffusioni prima indicate:

$\Delta p_{acc}$  (kN/m<sup>2</sup>) 7.91

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4 (per la SPACCSX) e 2 e 3 (per la SPACCDX), la parte di sovrappinta dei carichi esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$\Delta F_{1,2, acc}$  (kN/m) 0.89  $\Delta F$  dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta superiore

$\Delta F_{3,4, acc}$  (kN/m) 0.89  $\Delta F$  dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta inferiore

### 7.1.7 AZIONI CLIMATICHE

#### AZIONI TERMICHE UNIFORMI

Si considera una variazione termica uniforme  $\Delta T = 15.00^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore e sui piedritti, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

#### AZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI

Si considera una variazione termica differenziale  $\Delta T = 5.00^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .



### RITIRO

Si considera una variazione termica uniforme equivalente  $\Delta T = -10.89^{\circ}\text{C}$  sulla soletta superiore. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D.M. 2018.

	Rck	<b>37</b>	
	$f_{ck}$	30.71	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a compressione media	$f_{cm}$	38.71	N/mm <sup>2</sup>
modulo elastico secante	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0.00001	
classe del cemento	cls tipo	<b>R</b>	
età del cls all'inizio del ritiro	$t_s$	<b>2</b>	gg
età del cls al momento del carico	$t_0$	<b>2</b>	gg
età del cls	$t$	<b>27375</b>	gg
	B	100	cm
	H	<b>22.50</b>	cm
sezione dell'elemento	$A_c$	225000	mm
perimetro a contatto con l'atmosfera	u	1000	mm
dimensione elemento di cls	$h_0=2A_c/u$	450	mm
umidità relativa percentuale	RH	<b>75</b>	%
Calcolo del modulo elastico			
coeff. del tipo di cemento	$\alpha$	1	
tempo $t_0$ corretto in funz del tipo di cem	$t_0$	6.189	gg > 0.5
coeff. della resistenza del cls	$\beta_c(f_{cm})$	2.70	
coeff. della viscosità nel tempo	$\beta_c(t_0)$	0.649	
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_1$	0.932	
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_2$	0.980	
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_3$	0.951	
coeff. che tiene conto dell'umidità relativa	$\beta_H$	1014	
coeff. della variabilità viscosità nel tempo	$\beta_c(t, t_0)$	0.989	
coeff. che tiene conto dell'umidità	$\varphi_{RH}$	1.298	
coeff. nominale della viscosità	$\varphi_0$	2.276	
coeff. di viscosità	$\varphi(t, t_0)$	2.25	
Modulo elastico al tempo t	$E_{cm}(t, t_0)$	10155.7	N/mm <sup>2</sup>

Calcolo della deformazione di ritiro

parametro fuzione di $h_0$	$k_h$	0.7
coeff. variabilità deformazione nel tempo	$\beta_{cs}(t,t_s)$	0.986
def. di ritiro per essiccamento	$\varepsilon_{cd}(t)$	0.00030228
deformazione di base	$\varepsilon_{cd,0}$	0.00043785
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds1}$	6
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds2}$	0.11
	$\beta_{RH}$	0.89609375
	$\beta_{as}(t)$	1
	$\varepsilon_{ca\ oo}$	5.1775E-05
deformazione dovuta al ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca}$	5.1775E-05
deformazione di ritiro	$\varepsilon_s(t,t_0)$	0.00035406
Variazione termica uniforme	$\Delta T_{ritiro}$	-10.89 °C

### 7.1.8 AZIONI SISMICHE

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto §7.9.2. delle NTC2018, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

#### dati sisma

$V_N$ (anni)	75.00	vita nominale
$C_U$	1.50	coefficiente d'uso (classe d'uso III)
$V_R$ (anni)	112.50	periodo di riferimento

#### SLV

$P_{VR}$	0.10	probabilità di superamento
$T_R$ (anni)	1068	tempo di ritorno per SLV
$a_g(g)$	0.056	accelerazione su sito riferimento rigido
$F_0$ (-)	2.606	
$T_C^*$ (s)	0.519	
$S_S$	1.500	coefficiente amplificazione stratigrafica (cat. C)

$S_T$  1.00 coefficiente amplificazione topografica (cat. T1)

$a_{max}(g)$  0.084  $a_{max}(g) = S_S S_T a_g(g)$

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}; k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove

$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

#### **SLV**

$\beta_m$  1.00

$k_h$  0.084 coefficiente sismico orizzontale

$k_v$  0.042 coefficiente sismico verticale

#### SPINTA DELLE TERRE IN FASE SISMICA

$h_{tot}$  (m) 3.15 altezza da P.F. di progetto a fondazione

$h_{scat}$  (m) 1.6 altezza scatolare

$\Delta p_E$  (kN/m<sup>2</sup>) 5.29 incremento sismico di pressione (secondo Wood) per SLV

$\Delta F_{1,2,E}$  (kN/m) 0.60  $\Delta F$  dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta superiore per SLV

$\Delta F_{3,4,E}$  (kN/m) 0.60  $\Delta F$  dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta inferiore per SLV

### FORZE SISMICHE ORIZZONTALI

$F_1$  (kN/m<sup>2</sup>)                      2.67 inerzia orizzontale pavimentazione + ricoprimento + massetto per SLV

$F_2$  (kN/m<sup>2</sup>)                      0.47 inerzia orizzontale soletta superiore per SLV

$F_3$  (kN/m<sup>2</sup>)                      0.47 inerzia orizzontale piedritti per SLV

### FORZE SISMICHE VERTICALI

$F_1$  (kN/m<sup>2</sup>)                      1.34 inerzia verticale pavimentazione + ricoprimento + massetto per SLV

$F_2$  (kN/m<sup>2</sup>)                      0.24 inerzia verticale soletta superiore per SLV

## **7.2 MODELLO DI CALCOLO**

Come modello di calcolo (si vedano le Figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

La mesh (si vedano le Figure seguenti) è composta da 13 beam elements e da 13 nodi. Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

#### **rigidezza molle**

$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	10000	modulo di Young terreno di fondazione
$b_t$ (m)	1.6	dimensione trasversale dell'opera
$b_l$ (m)	1	dimensione longitudinale dell'opera
$k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	9722	costante di sottofondo (formulazione di Vogt)
$k_1$ (kN/m)	1337	rigidezza molle centrali
$k_2$ (kN/m)	3524	rigidezza molle spigolo
$k_3$ (kN/m)	2005	rigidezza molle laterali

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno – struttura.

Considerando un numero fisso e pari ad 11 di molle elastiche, la caratteristica elastica della generica molla viene calcolata attraverso la formulazione di Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{b t^2 \cdot b l}}$$

dove:

$k_s$  = costante di sottofondo [F/L<sup>3</sup>]

$b_t$  = dimensione trasversale dell'opera

$b_l$  = dimensione longitudinale dell'opera

E = modulo di Young del terreno di fondazione

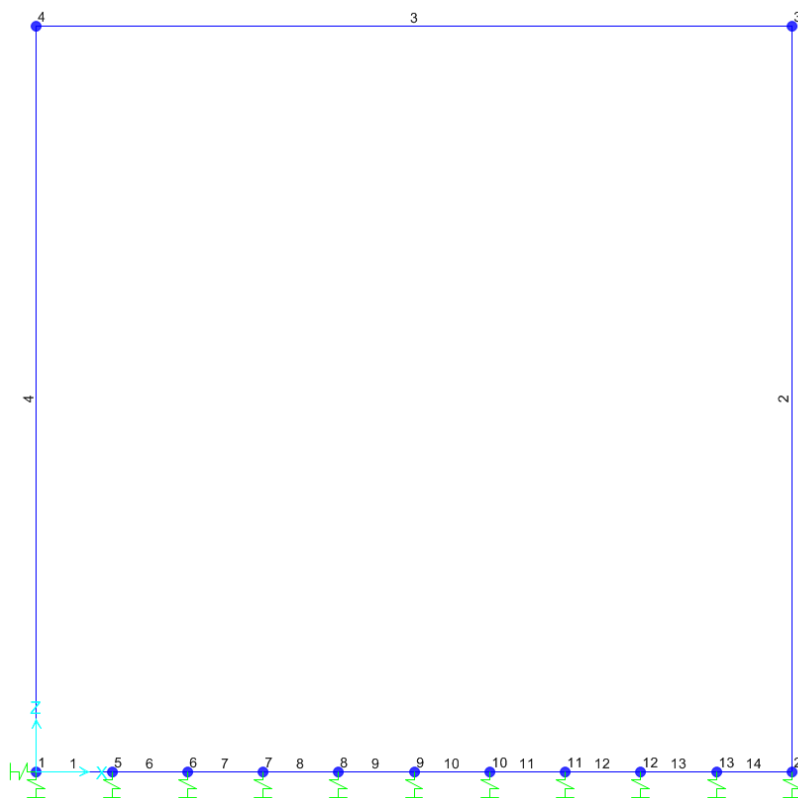
Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare b x h = 1.00 x 0.30 m per la soletta superiore
- una sezione rettangolare b x h = 1.00 x 0.30 m per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare b x h = 1.00 x 0.30 m per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.8 \text{ N/mm}^2 \text{ – modulo elastico del calcestruzzo (} R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle Figure di seguito.




**Figura 4 – Numerazione dei nodi e aste.**

### 7.3 CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI

#### 7.3.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

DEAD	PESO PROPRIO
PERM	CARICHI PERMANENTI (ricoprimento + massetto)
SPTSX/SPTDX	SPINTA DELLE TERRE SU PIEDRITTI
ACC	CARICHI VARIABILI VERTICALI SU OPERA (treni di carico)
SPACCSX/ SPACCDX	SPINTA CARICHI VARIABILI SU PIEDRITTI (treni di carico)
TERMF e TERMU	VARIAZIONI TERMICHE ( $\Delta T_U$ , $\Delta T_F$ )
RITIRO	RITIRO
SPSSX	SOVRASPINTA SISMICA
SISMAH	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
SISMAV	AZIONI SISMICHE VERTICALI
ACQUA	SPINTA IDROSTATICA DELL'ACQUA

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p><b>Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale</b> <b>tombini STRADALI</b></p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL IN0100 002</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 23 di 66</p>

### 7.3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, SLE e SLUSIS in accordo con le tabelle 5.2.IV, 5.2.V, 5.2.VI e 5.2.VII delle NTC2018.

Dall'analisi agli elementi finiti del modello di calcolo, sono ricavate le sollecitazioni delle condizioni di carico elementari tutte valutate con coefficienti parziali unitari.

Nell'ipotesi di analisi elatico-lineare le condizioni geotecniche (M2) e quelle di carico sismico SLV sono stimate attraverso l'utilizzo dei coefficienti amplificativi:

$k_{M1}/k_{M2} = 1.22$  coefficiente di scambio M1/M2

$k_A/k_0 = 0.65$  per SLU sisma con A2 + M2 (se si utilizza  $k_A$ )

che corrispondono rispettivamente:

- al rapporto fra i coefficienti di spinta a riposo nella condizione M1 e M2;
- al rapporto fra spinta attiva e in quiete se si utilizza la spinta attiva in fase sismica (altrimenti = 1);

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC2018.

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR) raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche possono essere condotte secondo l'approccio progettuale Approccio 1, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V delle NTC2018 per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → generalmente dimensionante per STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → generalmente dimensionante per GEO (carico limite)

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

STR)  $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$  ( $\varphi_d' = \varphi_k'$ )

GEO)  $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$  (spinte  $\varphi_d' = \tan^{-1}(\tan \varphi_k' / \gamma_\phi)$ )

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

Rara)  $G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

Quasi permanente)  $G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite da prendere in considerazione sono le seguenti:

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	24 di 66

$$\text{STR}) \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (\varphi_d' = \varphi_k')$$

$$\text{GEO}) \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (\text{spinte } \varphi_d' = \tan^{-1}(\tan \varphi_k' / \gamma_\phi))$$

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

$$G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.1 della norma; la stessa propone, nel caso di ponti, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$ .

Di seguito la tabella delle combinazioni di carico definite.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
STR1	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR1			PERM	1.5
STR1			BALLAST	1.5
STR1			SPBSX	1.5
STR1			SPBDX	1
STR1			SPTSX	1.35
STR1			SPTDX	1
STR1			ACC	1.45
STR1			SPACCSX	1.45
STR1			SPACCDX	1.45
STR1			AVV	1.45
STR1			TERMF	0.9
STR1			TERMU	0.9
STR1			RITIRO	1.2
STR1			SPSSX	0
STR1			SISMAV	0
STR1			SISMAH	0
STR1			ACQUA	1.5
STR2	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR2			PERM	1.5
STR2			BALLAST	1.5
STR2			SPBSX	1
STR2			SPBDX	1
STR2			SPTSX	1
STR2			SPTDX	1



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	25 di 66

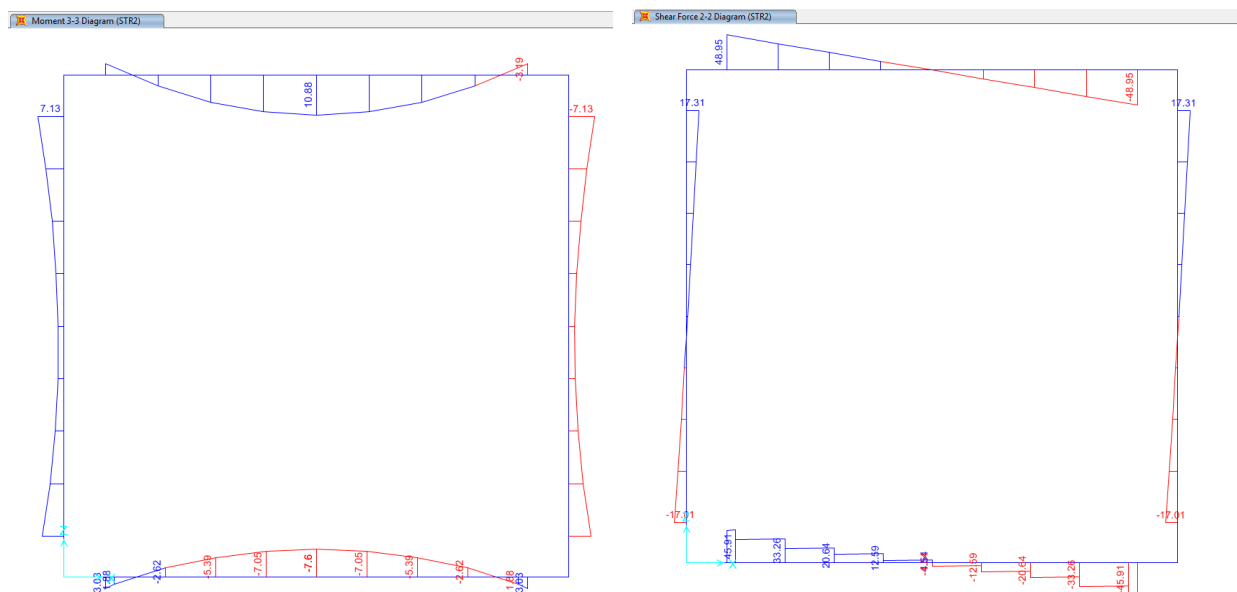
TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
STR2			ACC	1.45
STR2			SPACCSX	1.45
STR2			SPACCDX	1.45
STR2			AVV	1.45
STR2			TERMF	0.9
STR2			TERMU	0.9
STR2			RITIRO	1.2
STR2			SPSSX	0
STR2			SISMAV	0
STR2			SISMAH	0
STR2			ACQUA	1.5
STR3	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR3			PERM	1.5
STR3			BALLAST	1.5
STR3			SPBSX	1.5
STR3			SPBDX	1
STR3			SPTSX	1.35
STR3			SPTDX	1
STR3			ACC	1.45
STR3			SPACCSX	1.45
STR3			SPACCDX	1.45
STR3			AVV	1.45
STR3			TERMF	0.9
STR3			TERMU	0.9
STR3			RITIRO	1.2
STR3			SPSSX	0
STR3			SISMAV	0
STR3			SISMAH	0
STR3			ACQUA	1.5
STR4	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR4			PERM	1.5
STR4			BALLAST	1.5
STR4			SPBSX	1.5
STR4			SPBDX	1.5
STR4			SPTSX	1.35
STR4			SPTDX	1

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
STR4			ACC	1.45
STR4			SPACCSX	1.45
STR4			SPACCDX	1.45
STR4			AVV	1.45
STR4			TERMF	0.9
STR4			TERMU	0.9
STR4			RITIRO	1.2
STR4			SPSSX	0
STR4			SISMAV	0
STR4			SISMAH	0
STR4			ACQUA	1.5
SIS	Linear Add	No	DEAD	1
SIS			PERM	1
SIS			BALLAST	1
SIS			SPBSX	1
SIS			SPBDX	1
SIS			SPTSX	1
SIS			SPTDX	1
SIS			ACC	0.2
SIS			SPACCSX	0.2
SIS			SPACCDX	0.2
SIS			AVV	0.2
SIS			TERMF	0
SIS			TERMU	0
SIS			RITIRO	0
SIS			SPSSX	1
SIS			SISMAV	1
SIS			SISMAH	1
SIS			ACQUA	1
RAR	Linear Add	No	DEAD	1
RAR			PERM	1
RAR			BALLAST	1
RAR			SPBSX	1
RAR			SPBDX	1
RAR			SPTSX	1
RAR			SPTDX	1

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
RAR			ACC	1
RAR			SPACCSX	1
RAR			SPACCDX	1
RAR			AVV	1
RAR			TERMF	0.6
RAR			TERMU	0.6
RAR			RITIRO	1
RAR			SPSSX	0
RAR			SISMAV	0
RAR			SISMAH	0
RAR			ACQUA	1

## 7.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni ottenute per le combinazioni di carico più gravose.



**Figura 5 – Diagramma del momento flettente M33 (kNm) e taglio V2 (kN) in combo STR2**

## 7.5 VERIFICHE

Le sollecitazioni massime sono ottenute in corrispondenza della soletta superiore, essendo le sezioni di carpenteria e le armature identiche per solette e piedritti si riporta solo la verifica della situazione peggiore.

MSLU = 10.88 kN                      NSLU = 22.83 kN

TSLU = 48.95 kN

MRAR = 7.34 kN                      NSLU = 19.05 kN

La sezione resistente ha spessore 22.5 cm ed è armata con  $\Phi 14/20$  superiormente e  $\Phi 14/20$  inferiormente.

L'armatura tesa è superiore allo 0.2% dell'area della sezione come indicato nelle NTC18.

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: tombinoNV05

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\tombini\tombinoNV05.sez)

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Tipologia sezione: Sezione generica  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertza  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C30/37  
 Resis. compr. di calcolo fcd : 174.02 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta fcd' : 87.01 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec : 330194 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione fctm : 29.42 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
 Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
 Sc Limite : 182.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Apert.Fess.Limite : 0.20 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura ftk : 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo ftd : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068  
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza ist.  $\beta 1 * \beta 2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza diff.  $\beta 1 * \beta 2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	29 di 66

**DOMINIO N° 1**

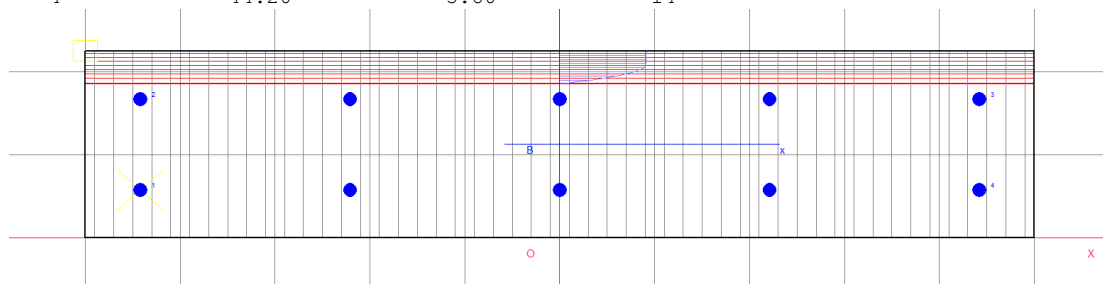
Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	0.00
2	-50.00	22.50
3	50.00	22.50
4	50.00	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-44.20	5.80	14
2	-44.20	16.70	14
3	44.20	16.70	14
4	44.20	5.80	14



**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	4	3	14
2	2	3	3	14

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2283	1088	0	10	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	30 di 66

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	1905	734	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.1 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.5 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.1 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	2283	1088	0	2307	5892	0	5.415

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00503	-50.0	22.5	-0.00163	44.2	16.7	-0.01128	-44.2	5.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000885045	-0.016413515		

**VERIFICHE A TAGLIO**

h	225 mm	Rck	37
d	167 mm	fck	30.71

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	31 di 66

bw	1000 mm	$\gamma_c$	1.5	
$1+(200/d)^{0,5}$	2.094			
k	2.000	As	5 $\Phi$	14.0
Asl	770 mm <sup>2</sup>			
Asl/(bw·d)	0.0046			
$\rho_1$	0.005	Vrd	99.5 kN	
vmin	0.570	Ved	48.95 KN	
vmin·bw·d	95257 N			
Vrd	99504 N	VERIFICATO		

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	18.7	-50.0	22.5	-496	-44.2	5.8	690	187	0.125	0.031

## 7.6 VERIFICHE GEO

Le verifiche sono state eseguite considerando i risultati dell'analisi strutturale condotta con il programma di calcolo SAP2000. In particolare, si sono considerate le reazioni delle molle in fondazione per ogni Load Case, combinandole con riferimento alla combinazione più gravosa tra A2 + M2 e SISMA SLV.

Il terreno di fondazione (Ls) è caratterizzato dai seguenti parametri:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$c' = 0$$

Joint	1	2	5	6	7	8	9	10	11	12	13
OutputCase	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3
Text	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
DEAD	5.02	5.02	2.85	2.85	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	2.85	2.85
PERM	7.12	7.12	4.04	4.02	2.68	2.67	2.67	2.67	2.68	4.02	4.04
SPTSX	-7.83	7.81	-3.55	-2.65	-1.18	-0.59	0.00	0.59	1.18	2.66	3.55





**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	33 di 66

1	0.2	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1	0	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1	0	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.3	1	1	1	0.11	0.11	0.06	0.06	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.06	0.06
-1	1	1	1	2.63	-2.63	1.19	0.89	0.40	0.20	0.00	-0.20	-0.40	-0.89	-1.19
				<b>15.77</b>	<b>10.51</b>	<b>8.66</b>	<b>8.35</b>	<b>5.36</b>	<b>5.16</b>	<b>4.96</b>	<b>4.77</b>	<b>4.57</b>	<b>6.56</b>	<b>6.27</b>

80.96
-------

**Tabella 2 – Reazioni ai nodi della fondazione per la combinazione SISMA SLV.**

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

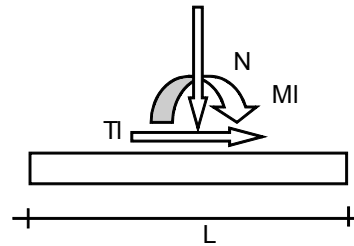
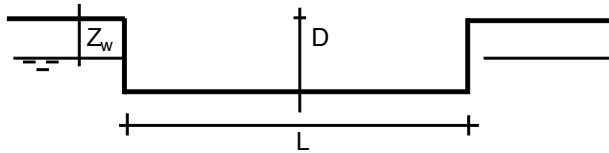
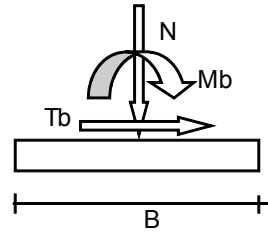
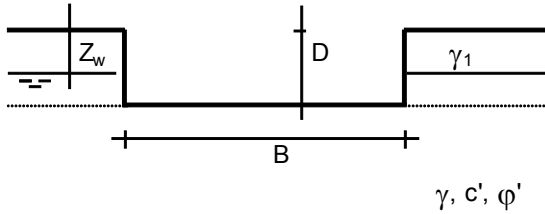
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

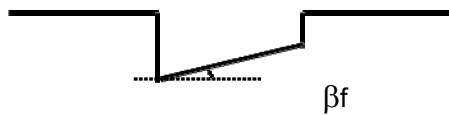
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

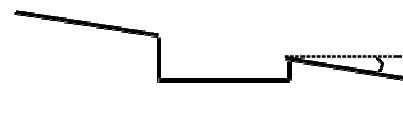
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	



B = 1.60 (m)  
L = 100.00 (m)  
D = 2.00 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	123.14		123.14
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 19.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 19.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 26.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 21.32$  (°)

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	35 di 66

*Profondità della falda*

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.60 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 38.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 15.25 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 7.30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 16.14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 6.48$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	36 di 66

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

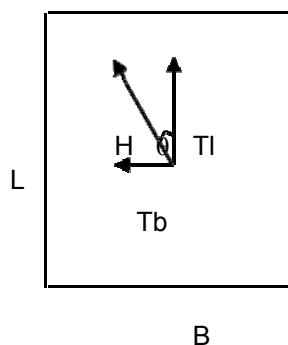
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.35$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.41$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	37 di 66

$$b_y = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_y$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 423.78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B * L^*$$

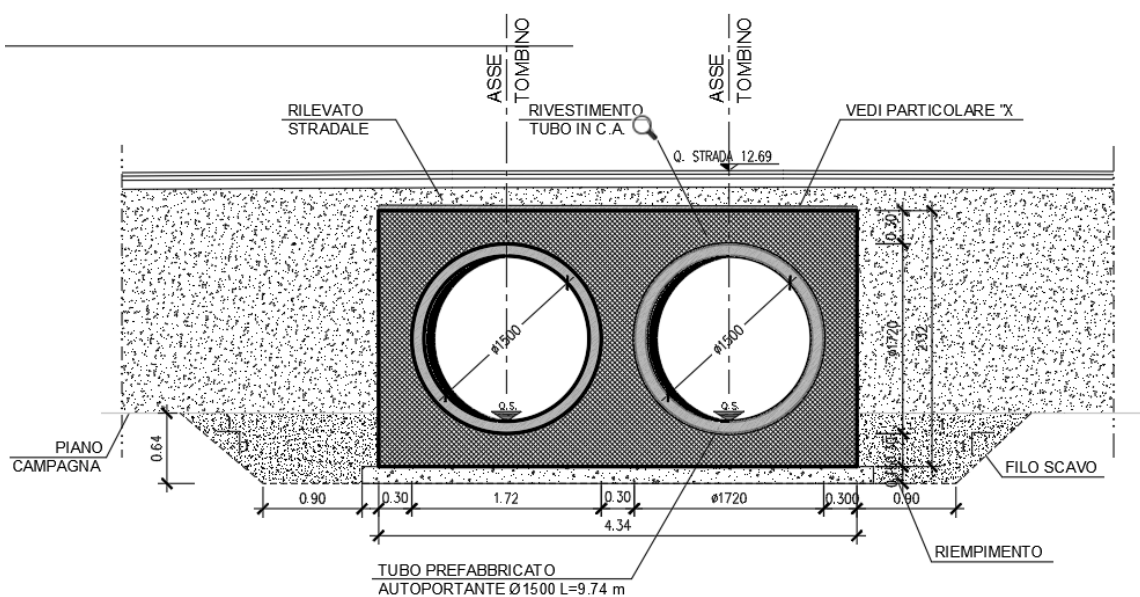
$$q = 76.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 235.43 \geq q = 76.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 8 TOMBINO NV06

Il tombino è costituito da un manufatto scatolare in conglomerato cementizio armato gettato in opera, di dimensioni esterne 4.34 x 2.32 m contenente due tubi di diametro 1.50 m e spessore 11 cm.



**Figura 6 – Sezione trasversale tombino NV06**

### dati di input

$h$ (m)	1.72	altezza netta interna
$l$ (m)	3.74	larghezza netta interna
$b$ (m)	1	profondità striscia di telaio
$s_i$ (m)	0.3	spessore soletta inferiore
$s_p$ (m)	0.3	spessore piedritti
$s_s$ (m)	0.3	spessore soletta superiore

### dati rilevato stradale

$s_r$ (m)	0.2	spessore ricoprimento
$\gamma_r$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso di volume ricoprimento/rilevato
$s_m$ (m)	0.2	spessore massetto pendenze
$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	24	peso di volume massetto pendenze
$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso pavimentazione
$s$ (m)	0.15	spessore pavimentazione

## 8.1 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 8.1.2 SOVRACCARICO PERMANENTE

Sul solettone superiore si considera il sovraccarico permanente associato al rilevato, al massetto ed alla pavimentazione, ottenendo un carico di  $11.8 \text{ kN/m}^2$ .

### 8.1.3 SPINTA DEL TERRENO

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	20	peso di volume terreno ai lati
$\varphi'$ ( $^\circ$ )	38	angolo di attrito terreno ai lati
$k_0$	0.384	coefficiente di spinta a riposo

Tali parametri si traducono ad un diagramma di pressioni trapezoidale ( $p = k_0 \cdot \gamma \cdot z$ ) da applicare sui piedritti dello scatolare con valori di:

$p_1$ ( $\text{kN/m}^2$ )	4.54	pressione all'estradosso soletta superiore
$p_2$ ( $\text{kN/m}^2$ )	5.69	pressione in asse soletta superiore
$p_3$ ( $\text{kN/m}^2$ )	21.22	pressione in asse soletta inferiore
$p_4$ ( $\text{kN/m}^2$ )	22.37	pressione all'intradosso soletta inferiore

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4 (per la SPTSX) e 2 e 3 (per la SPTDX), la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$F_{1,2}$ ( $\text{kN/m}$ )	0.77	forza concentrata semispessore soletta superiore
$F_{3,4}$ ( $\text{kN/m}$ )	3.27	forza concentrata semispessore soletta inferiore

### 8.1.4 SPINTA ORIZZONTALE FALDA

La falda si trova ad una quota inferiore rispetto all'intradosso del tombino.

### 8.1.5 CARICHI VARIABILI

Si considera lo schema di carico 3 costituito da un carico concentrato di 150 kN applicato su un'impronta 40x40 cm.

La diffusione dei carichi è stata effettuata, a partire dall'impronta, nell'ipotesi di ripartizione nella pavimentazione, nel terreno, nel massetto e nel solettone di copertura nei rapporti di seguito indicati:

	ai	bi
pavimentazione	1	: 1
terreno	3	: 2
soletta	1	: 1
massetto	1	: 1

$L_d$  (m) 1.37 larghezza di diffusione

Schema di carico 3

$Q_{vk}$  (kN) 150 carico concentrato 1 asse

$q/L_d$  (kN/m<sup>2</sup>) 80.31

### 8.1.6 SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO

Il carico accidentale sul rilevato a ridosso del piedritto ha intensità pari al carico accidentale ripartito su una  $L_d$  che tiene conto delle diffusioni prima indicate:

$\Delta p_{acc}$  (kN/m<sup>2</sup>) 30.87

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4 (per la SPACCSX), la parte di sovraspinta dei carichi esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$\Delta F_{1,2, acc}$  (kN/m) 4.63  $\Delta F$  dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta superiore

$\Delta F_{3,4, acc}$  (kN/m) 4.63  $\Delta F$  dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta inferiore

### 8.1.7 AZIONI CLIMATICHE

#### AZIONI TERMICHE UNIFORMI

Si considera una variazione termica uniforme  $\Delta T = 15.00^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore e sui piedritti, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

#### AZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI

Si considera una variazione termica differenziale  $\Delta T = 5.00^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .



## RITIRO

Si considera una variazione termica uniforme equivalente  $\Delta T = -10.89^{\circ}\text{C}$  sulla soletta superiore. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D.M. 2018.

	Rck	37	
	$f_{ck}$	30.71	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a compressione media	$f_{cm}$	38.71	N/mm <sup>2</sup>
modulo elastico secante	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0.00001	
classe del cemento	cls tipo	R	
età del cls all'inizio del ritiro	$t_s$	2	gg
età del cls al momento del carico	$t_0$	2	gg
età del cls	t	25550	gg
	B	100	cm
	H	30	cm
sezione dell'elemento	$A_c$	300000	mm
perimetro a contatto con l'atmosfera	u	1000	mm
dimensione elemento di cls	$h_0=2A_c/u$	600	mm
umidità relativa percentuale	RH	75	%
Calcolo del modulo elastico			
coeff. del tipo di cemento	$\alpha$	1	
tempo $t_0$ corretto in funz del tipo di cem	$t_0$	6.189	gg > 0.5
coeff. della resistenza del cls	$\beta_c(f_{cm})$	2.70	
coeff. della viscosità nel tempo	$\beta_c(t_0)$	0.649	
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_1$	0.932	
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_2$	0.980	
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_3$	0.951	
coeff. che tiene conto dell'umidità relativa	$\beta_H$	1273	
coeff. della variabilità viscosità nel tempo	$\beta_c(t, t_0)$	0.989	
coeff. che tiene conto dell'umidità	$\varphi_{RH}$	1.271	
coeff. nominale della viscosità	$\varphi_0$	2.228	
coeff. di viscosità	$\varphi(t, t_0)$	2.20	
Modulo elastico al tempo t	$E_{cm}(t, t_0)$	10331.5	N/mm <sup>2</sup>

Calcolo della deformazione di ritiro

parametro fuzione di $h_0$	$k_h$	0.7
coeff. variabilità deformazione nel tempo	$\beta_{cs}(t,t_s)$	0.978
def. di ritiro per essiccamento	$\varepsilon_{cd}(t)$	0.0002996
deformazione di base	$\varepsilon_{cd,0}$	0.00043785
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds1}$	6
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds2}$	0.11
	$\beta_{RH}$	0.89609375
	$\beta_{as}(t)$	1
	$\varepsilon_{ca,oo}$	5.1775E-05
deformazione dovuta al ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca}$	5.1775E-05
deformazione di ritiro	$\varepsilon_s(t,t_0)$	0.00035138
Variazione termica uniforme	$\Delta T_{ritiro}$	-10.99 °C

### 8.1.8 AZIONI SISMICHE

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto §7.9.2. delle NTC2018, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

#### dati sisma

$V_N$ (anni)	75.00	vita nominale
$C_U$	1.50	coefficiente d'uso (classe d'uso III)
$V_R$ (anni)	112.50	periodo di riferimento

#### SLV

$P_{VR}$	0.10	probabilità di superamento
$T_R$ (anni)	1068	tempo di ritorno per SLV
$a_g(g)$	0.056	accelerazione su sito riferimento rigido
$F_0$ (-)	2.606	
$T_C^*$ (s)	0.519	
$S_S$	1.500	coefficiente amplificazione stratigrafica (cat. C)

$S_T$  1.00 coefficiente amplificazione topografica (cat. T1)

$a_{max}(g)$  0.084  $a_{max}(g) = S_S S_T a_g(g)$

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}; k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove

$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

#### **SLV**

$\beta_m$  1.00

$k_h$  0.084 coefficiente sismico orizzontale

$k_v$  0.042 coefficiente sismico verticale

#### SPINTA DELLE TERRE IN FASE SISMICA

$h_{tot}$  (m) 2.87 altezza da P.F. di progetto a fondazione

$h_{scat}$  (m) 2.32 altezza scatolare

$\Delta p_E$  (kN/m<sup>2</sup>) 4.82 incremento sismico di pressione (secondo Wood) per SLV

$\Delta F_{1,2,E}$  (kN/m) 0.72  $\Delta F$  dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta superiore per SLV

$\Delta F_{3,4,E}$  (kN/m) 0.72  $\Delta F$  dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta inferiore per SLV

### FORZE SISMICHE ORIZZONTALI

$F_1$  (kN/m<sup>2</sup>)                      0,99 inerzia orizzontale pavimentazione + ricoprimento + massetto per SLV

$F_2$  (kN/m<sup>2</sup>)                      0,63 inerzia orizzontale soletta superiore per SLV

$F_3$  (kN/m<sup>2</sup>)                      0,63 inerzia orizzontale piedritti per SLV

### FORZE SISMICHE VERTICALI

$F_1$  (kN/m<sup>2</sup>)                      0,50 inerzia verticale pavimentazione + ricoprimento + massetto per SLV

$F_2$  (kN/m<sup>2</sup>)                      0,32 inerzia verticale soletta superiore per SLV

## 8.2 MODELLO DI CALCOLO

Come modello di calcolo (si vedano le Figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

La mesh (si vedano le Figure seguenti) è composta da 15 beam elements e da 14 nodi. Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

#### **rigidezza molle**

$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	10000	modulo di Young terreno di fondazione
$b_t$ (m)	4.34	dimensione trasversale dell'opera
$b_l$ (m)	1	dimensione longitudinale dell'opera
$k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	4999	costante di sottofondo (formulazione di Vogt)
$k_1$ (kN/m)	2019	rigidezza molle centrali
$k_2$ (kN/m)	3519	rigidezza molle spigolo
$k_3$ (kN/m)	3029	rigidezza molle laterali

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno – struttura.

Considerando un numero fisso e pari ad 11 di molle elastiche, la caratteristica elastica della generica molla viene calcolata attraverso la formulazione di Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{b t^2 \cdot b l}}$$

dove:

$k_s$  = costante di sottofondo [F/L<sup>3</sup>]

$b_t$  = dimensione trasversale dell'opera

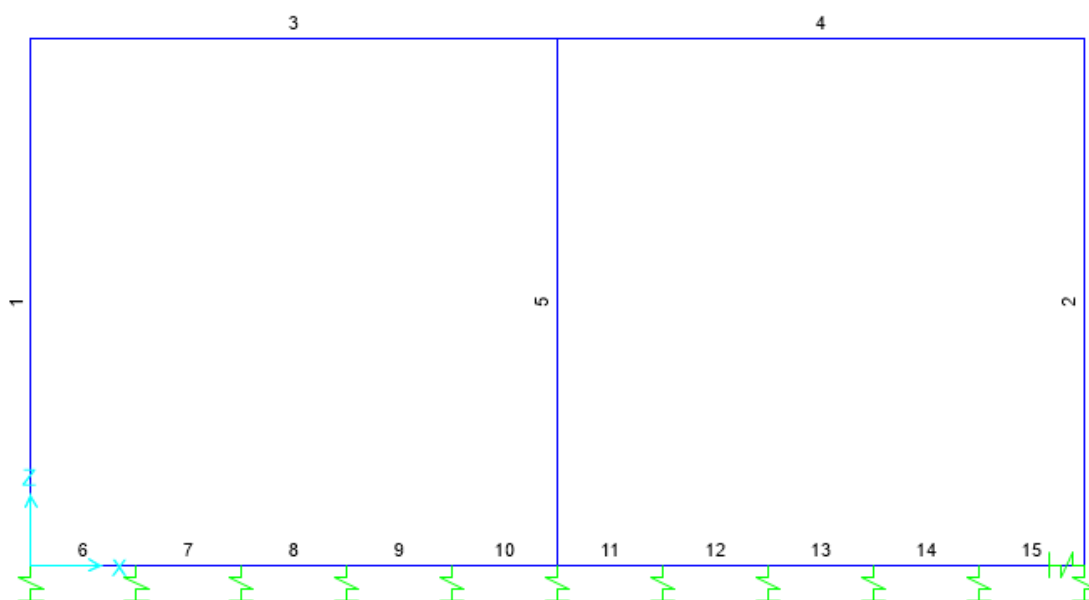
$b_l$  = dimensione longitudinale dell'opera

E = modulo di Young del terreno di fondazione

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare b x h = 1.00 x 0.30 m per la soletta superiore
- una sezione rettangolare b x h = 1.00 x 0.30 m per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare b x h = 1.00 x 0.30 m per i piedritti

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle Figure di seguito.



**Figura 7 – Numerazione dei nodi e aste.**

### 8.3 CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI

#### 8.3.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

DEAD	PESO PROPRIO
PERM	CARICHI PERMAMENTI (ricoprimento + massetto)
SPTSX/SPTDX	SPINTA DELLE TERRE SU PIEDRITTI
ACC	CARICHI VARIABILI VERTICALI SU OPERA
SPACCSX	SPINTA CARICHI VARIABILI SUL PIEDRITTO SINISTRO
TERMF e TERMU	VARIAZIONI TERMICHE ( $\Delta T_U$ , $\Delta T_F$ )
RITIRO	RITIRO
SPSSX	SOVRASPINTA SISMICA
SISMAH	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
SISMAV	AZIONI SISMICHE VERTICALI
ACQUA	SPINTA IDROSTATICA DELL'ACQUA

#### 8.3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, SLE e SLUSIS in accordo con le tabelle 5.2.IV, 5.2.V, 5.2.VI e 5.2.VII delle NTC2018.

Dall'analisi agli elementi finiti del modello di calcolo, sono ricavate le sollecitazioni delle condizioni di carico elementari tutte valutate con coefficienti parziali unitari.

Nell'ipotesi di analisi elatico-lineare le condizioni geotecniche (M2) e quelle di carico sismico SLV sono stimate attraverso l'utilizzo dei coefficienti amplificativi:

$k_{M1}/k_{M2} = 1.22$  coefficiente di scambio M1/M2

$k_A/k_0 = 0.65$  per SLU sisma con A2 + M2 (se si utilizza  $k_A$ )

che corrispondono rispettivamente:

- al rapporto fra i coefficienti di spinta a riposo nella condizione M1 e M2;
- al rapporto fra spinta attiva e in quiete se si utilizza la spinta attiva in fase sismica (altrimenti = 1);

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC2018.

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR) raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche possono essere condotte secondo l'approccio progettuale Approccio 1, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V delle NTC2018 per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → generalmente dimensionante per STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → generalmente dimensionante per GEO (carico limite)

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \quad \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (\varphi_d' = \varphi_k')$$

$$\text{GEO)} \quad \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (\text{spinte } \varphi_d' = \tan^{-1}(\tan \varphi_k' / \gamma_\phi))$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \quad G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Quasi permanente)} \quad G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\text{STR)} \quad E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (\varphi_d' = \varphi_k')$$

$$\text{GEO)} \quad E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (\text{spinte } \varphi_d' = \tan^{-1}(\tan \varphi_k' / \gamma_\phi))$$

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

$$G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone, nel caso di ponti, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$ .

Di seguito la tabella delle combinazioni di carico definite.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
STR1	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR1			PERM	1.35
STR1			SPTSX	1.35
STR1			SPTDX	1.35
STR1			ACC	1.5
STR1			SPACCSX	1.5
STR1			TERMF	0.9

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	48 di 66

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
STR1			TERMU	-0.9
STR1			RITIRO	1.2
STR1			SPSSX	0
STR1			SISMAV	0
STR1			SISMAH	0
STR2	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR2			PERM	1.35
STR2			SPTSX	1.35
STR2			SPTDX	1.35
STR2			ACC	1.5
STR2			SPACCSX	1.5
STR2			SPACCDX	1
STR2			TERMF	-0.9
STR2			TERMU	0.9
STR2			RITIRO	0
STR2			SPSSX	0
STR2			SISMAV	0
STR2			SISMAH	0
STR3	Linear Add	No	DEAD	1.0
STR3			PERM	1.0
STR3			SPTSX	1.0
STR3			SPTDX	1.0
STR3			ACC	1.5
STR3			SPACCSX	1.5
STR3			TERMF	0.9
STR3			TERMU	-0.9
STR3			RITIRO	1.2
STR3			SPSSX	0
STR3			SISMAV	0
STR3			SISMAH	0
STR4	Linear Add	No	DEAD	1.0
STR4			PERM	1.0
STR4			SPTSX	1.0
STR4			SPTDX	1.0
STR4			ACC	1.5
STR4			SPACCSX	1.5



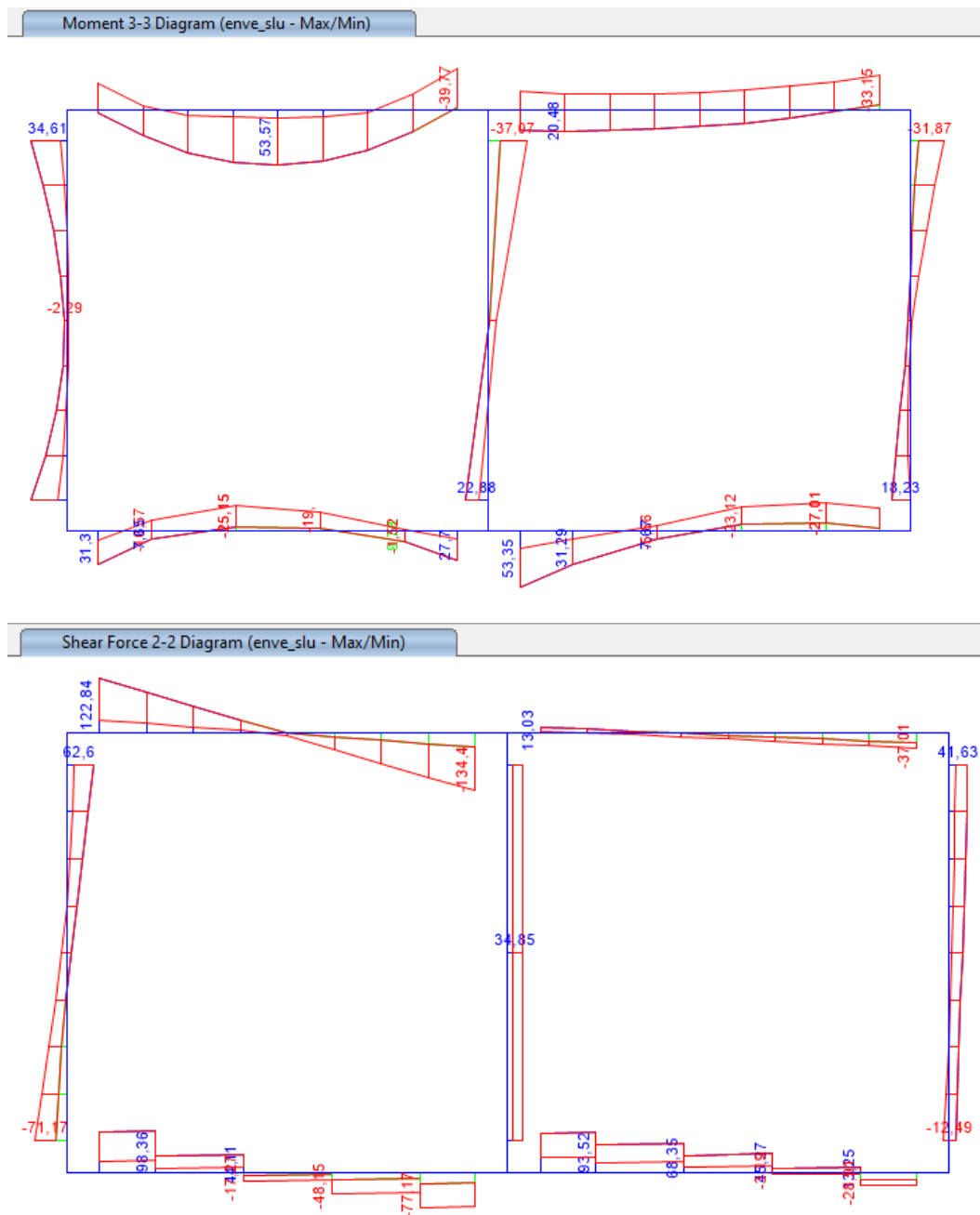
**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	49 di 66

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
STR4			TERMF	-0.9
STR4			TERMU	0.9
STR4			RITIRO	0
STR4			SPSSX	0
STR4			SISMAV	0
STR4			SISMAH	0
SIS	Linear Add	No	DEAD	1
SIS			PERM	1
SIS			SPTSX	1
SIS			SPTDX	1
SIS			ACC	0.2
SIS			SPACCSX	0.2
SIS			TERMF	0
SIS			TERMU	0
SIS			RITIRO	0
SIS			SPSSX	1
SIS			SISMAV	1
SIS			SISMAH	1
RAR	Linear Add	No	DEAD	1
RAR			PERM	1
RAR			SPTSX	1
RAR			SPTDX	1
RAR			ACC	1
RAR			SPACCSX	1
RAR			TERMF	0.6
RAR			TERMU	-0.6
RAR			RITIRO	1
RAR			SPSSX	0
RAR			SISMAV	0
RAR			SISMAH	0

### 8.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE

Nelle figure seguenti sono riportati gli involuipi dei diagrammi delle sollecitazioni ottenute considerando le combinazioni di carico SLU statiche e sismiche.



**Figura 8 – Diagramma del momento flettente M33 (kNm) e taglio V2 (kN) enve-slu**

## 8.5 VERIFICHE

Le sollecitazioni massime sono ottenute in corrispondenza della soletta superiore, essendo le sezioni di carpenteria e le armature identiche per solette e piedritti si riporta solo la verifica della situazione peggiore.

MSLU = 53.57 kN      TSLU = 134.4 kN

MRAR = 36.82 kN

La sezione resistente ha spessore 30 cm ed è armata con  $\Phi 16/20$  superiormente e  $\Phi 16/20$  inferiormente.

L'armatura tesa è superiore allo 0.2% dell'area della sezione come indicato nelle NTC18.

### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

#### NOME SEZIONE: soletta

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	170.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	165.00	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta 1^* \beta 2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta 1^* \beta 2$ :	0.50		
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm <sup>2</sup>	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	5 $\Phi 16$	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5 $\Phi 16$	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	52 di 66

Coprif.Sup.(dal baric. barre): 6.0 cm  
 Coprif.Lat. (dal baric.barre): 10.0 cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
 MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	5357	13440	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	3682

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.4 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
S	S	0	5357	19	9646	1.801	25.5	0.19	0.70	20.1 (4.0)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	-0.00114	24.0	-0.01508	6.0

**VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]  
 bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	53 di 66

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	13440	16137	24.0	100.0	0.0084	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [(daN/cm <sup>2</sup> )
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	46.5	30.0	0.0	23.0	-1706	24.0	7.7	768	10.1	22.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00115	0.00035	0.50	0.60	0.000512 (0.000512)	385	0.197 (0.20)	4822

## 8.6 VERIFICHE GEO

Le verifiche sono state eseguite considerando i risultati dell'analisi strutturale condotta con il programma di calcolo SAP2000. In particolare, si sono considerate le reazioni delle molle in fondazione per ogni Load Case, combinandole con riferimento alla combinazione più gravosa tra A2 + M2 e SISMA SLV.

Il terreno di fondazione (Ls) è caratterizzato dai seguenti parametri:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$c' = 0$$

Joint	1	2	5	6	7	8	9	10	11	12	13
OutputCase	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3
Text	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
DEAD	12.77	12.77	10.96	10.96	7.32	7.34	7.35	7.34	7.32	10.96	10.96
PERM	5.73	5.73	4.92	4.92	3.29	3.31	3.32	3.31	3.29	4.92	4.92
SPTSX	-3.01	3.00	-2.03	-1.51	-0.67	-0.34	0.00	0.34	0.67	1.52	2.04

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	54 di 66

SPTDX	2.99	-3.01	2.04	1.52	0.67	0.34	0.00	-0.34	-0.67	-1.51	-2.03
ACC	40.12	-1.13	30.86	27.27	15.86	13.59	11.30	8.96	6.56	6.23	2.62
SPACCSX	-9.15	9.14	-6.20	-4.61	-2.05	-1.04	-0.01	1.03	2.05	4.62	6.22
TERMF	0.03	0.03	0.02	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.02
TERMU	0.24	0.24	0.06	-0.05	-0.08	-0.11	-0.12	-0.11	-0.08	-0.05	0.06
RITIRO	-0.18	-0.18	-0.05	0.04	0.06	0.08	0.09	0.08	0.06	0.04	-0.05
SPSSX	-1.43	1.43	-0.97	-0.72	-0.32	-0.16	0.00	0.16	0.32	0.72	0.97
SISMAV	0.39	0.39	0.34	0.34	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.34	0.34
SISMAH	-2.15	2.15	-1.47	-1.09	-0.49	-0.25	0.00	0.25	0.49	1.09	1.47

**A2+M2**

$\alpha$	$\gamma$ (A2)	$\gamma$ (M2)	$\psi_0$	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3
				kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1	1	1	12.77	12.77	10.96	10.96	7.32	7.34	7.35	7.34	7.32	10.96	10.96
1	1	1	1	5.73	5.73	4.92	4.92	3.29	3.31	3.32	3.31	3.29	4.92	4.92
1	1	1.22	1	-3.68	3.67	-2.48	-1.84	-0.82	-0.42	0.00	0.41	0.82	1.85	2.49
1	1	1.22	1	3.66	-3.68	2.49	1.86	0.82	0.41	0.00	-0.41	-0.82	-1.84	-2.48
1	1.3	1	1	52.16	-1.47	40.12	35.45	20.62	17.66	14.69	11.64	8.53	8.10	3.40
1	1.3	1.22	1	-14.55	14.52	-9.85	-7.32	-3.26	-1.65	-0.02	1.63	3.26	7.35	9.88
1	1.3	1	0.6	0.02	0.02	0.01	0.00	-0.01	-0.02	-0.02	-0.02	-0.01	0.00	0.01
-1	1.3	1	0.6	-0.19	-0.19	-0.05	0.04	0.07	0.09	0.09	0.09	0.07	0.04	-0.05
1	1	1	1	-0.18	-0.18	-0.05	0.04	0.06	0.08	0.09	0.08	0.06	0.04	-0.05
0	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
				<b>55.74</b>	<b>31.18</b>	<b>46.07</b>	<b>44.09</b>	<b>28.09</b>	<b>26.81</b>	<b>25.50</b>	<b>24.07</b>	<b>22.52</b>	<b>31.41</b>	<b>29.10</b>

364.59
--------

**Tabella 3 – Reazioni ai nodi della fondazione per la combinazione A2 + M2.**
**SISMA SLV**

$\alpha$	$\gamma$ (Asis)	$\gamma$ (M2)	SLV/SLD	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3
				kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1	1	1	12.77	12.77	10.96	10.96	7.32	7.34	7.35	7.34	7.32	10.96	10.96
1	1	1	1	5.73	5.73	4.92	4.92	3.29	3.31	3.32	3.31	3.29	4.92	4.92
1	1	1.22	1	-3.68	3.67	-2.48	-1.84	-0.82	-0.42	0.00	0.41	0.82	1.85	2.49
1	1	1.22	1	3.66	-3.68	2.49	1.86	0.82	0.41	0.00	-0.41	-0.82	-1.84	-2.48
1	1	1	1	40.12	-1.13	30.86	27.27	15.86	13.59	11.30	8.96	6.56	6.23	2.62
1	1	1.22	0.2	-2.24	2.23	-1.52	-1.13	-0.50	-0.25	0.00	0.25	0.50	1.13	1.52
1	1	1	0.5	0.01	0.01	0.01	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.01
-1	1	1	0.5	-0.12	-0.12	-0.03	0.02	0.04	0.06	0.06	0.06	0.04	0.02	-0.03
1	1	1	1	-0.18	-0.18	-0.05	0.04	0.06	0.08	0.09	0.08	0.06	0.04	-0.05

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	55 di 66

1	1	1	1	-1.43	1.43	-0.97	-0.72	-0.32	-0.16	0.00	0.16	0.32	0.72	0.97
1	1	1	1	0.39	0.39	0.34	0.34	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.34	0.34
1	1	1	1	-2.15	2.15	-1.47	-1.09	-0.49	-0.25	0.00	0.25	0.49	1.09	1.47
				<b>52.89</b>	<b>23.27</b>	<b>43.07</b>	<b>40.62</b>	<b>25.49</b>	<b>23.92</b>	<b>22.32</b>	<b>20.61</b>	<b>18.81</b>	<b>25.47</b>	<b>22.74</b>
														<b>319.19</b>

**Tabella 4 – Reazioni ai nodi della fondazione per la combinazione SISMA SLV.**

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

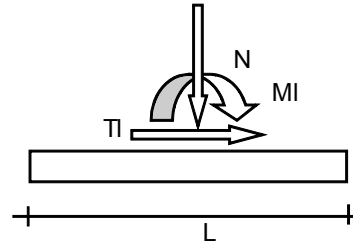
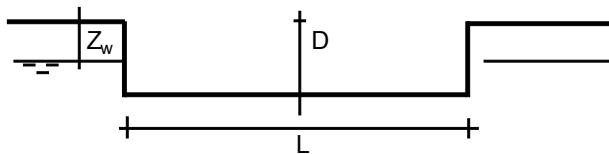
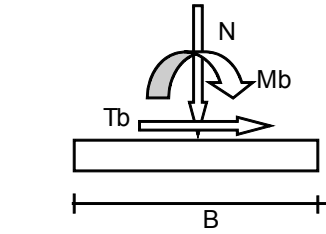
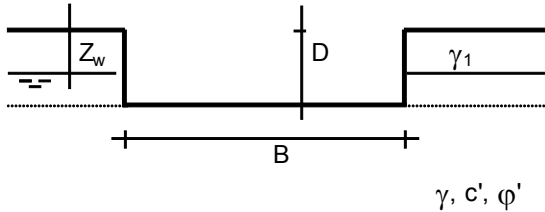
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

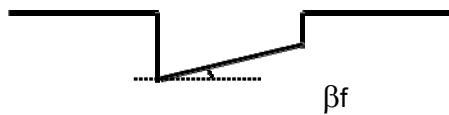
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

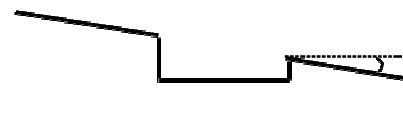
Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00



B = 4.34 (m)  
L = 100.00 (m)  
D = 1.00 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	364.59		364.59
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 19.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 19.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 26.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 21.32$  (°)



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	57 di 66

*Profondità della falda*

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 4.32 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 19.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 13.61 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 7.30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 16.14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 6.48$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	58 di 66

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

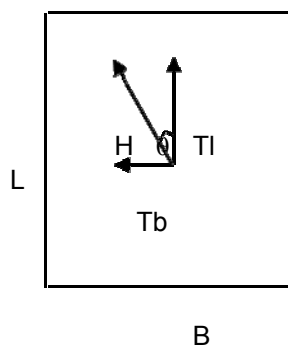
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.32$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.37$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_y$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 226.57 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 84.01 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 125.87 \geq q = 84.01 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 9 POZZETTI/VASCHE DI RACCOLTA

Il pozzetto di raccolta oggetto di analisi e verifica è quello avente altezza massima, avente spessore 0.30 m e altezza netta 2.40 m.

Cautelativamente si esegue il calcolo di una sezione verticale di spessore un metro della struttura del muro del pozzetto considerato come una mensola incastrata alla base.

### 9.1 Analisi dei carichi

#### Peso proprio

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

#### Spinta del terreno

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	20	peso di volume terreno ai lati
$\phi'$ ( $^\circ$ )	38	angolo di attrito terreno ai lati
$k_0$	0.384	coefficiente di spinta a riposo

Tali parametri si traducono ad un diagramma di pressioni trapezoidale ( $p = k_0 \cdot \gamma \cdot z$ ) da applicare sulle pareti con valori di:

$p_1$ ( $\text{kN/m}^2$ )	0	pressione in asse superiore
$p_2$ ( $\text{kN/m}^2$ )	18.43	pressione in asse soletta inferiore

La falda non genera spinte sull'opera in quanto la quota si trova al di sotto dell'intradosso della soletta di fondo.

#### Carichi variabili

Si assume che il sovraccarico accidentale dimensionante sia quello associato al passaggio dei mezzi meccanici sulla pista di servizio. Il carico dei mezzi meccanici è assunto pari a  $10 \text{ kN/mq}$ .

La sovraspinta agente sulla parete del pozzetto ha intensità pari al carico accidentale moltiplicato per il coefficiente di spinta a riposo:

$\Delta p_{\text{acc}}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	3.84
---	------

#### Azioni sismiche

Le azioni sismiche non sono dimensionanti per le opere in oggetto.

## 9.2 Analisi delle sollecitazioni e verifiche

Le verifiche sono state condotte secondo quanto riportato al capitolo 6.

### 9.2.1 Verifica della parete

Le pareti del pozzetto sono verificate a favore di sicurezza assimilandole a un'asta incastrata alla base di luce pari all'altezza del pozzetto ( $H = 2.4$  m).

I carichi agenti sono rappresentati, come visto al paragrafo precedente, da:

Peso proprio:  $G_1 = 25 \cdot 0.3 = 7.5$  kN/mq

Spinta del terreno  $P_{sup} = 0$  kN/m

$P_{inf} = 18.43$  kN/m

Spinta del sovraccarico accidentale:  $Q = 3.84$  kN/m

Le sollecitazioni alla base che si ottengono per i diversi stati limite sono pari a:

STR)  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$  ( $\varphi_d' = \varphi_k'$ )

$M_{SLU} = 1.5 \cdot (3.84 \cdot 2.4^2 \cdot 1/2 + 18.43 \cdot 2.4^2 \cdot 1/6) = 43.13$  kN/m

$T_{SLU} = 1.5 \cdot (3.84 \cdot 2.4 + 18.43 \cdot 2.4/2) = 46.99$  kN/m

$N_{SLU} = 1.35 \cdot 2.4 \cdot 7.5 = 24.3$  kN

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

$M_{SLE} = 3.84 \cdot 2.4^2 \cdot 1/2 + 18.43 \cdot 2.4^2 \cdot 1/6 = 28.75$  kN/m

$N_{SLE} = 24 \cdot 7.5 = 18.0$  kN

### Verifica a flessione

La sezione resistente ha spessore 30 cm ed è armata con  $\Phi 16/20$  superiormente e  $\Phi 16/20$  inferiormente.

L'armatura tesa è superiore allo 0.2% dell'area della sezione come indicato nelle NTC18.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: parete\_pozzetto

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\tombini\parete\_pozzetto.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Normativa di riferimento:

Percorso sollecitazione:

Stati Limite Ultimi

Sezione generica

N.T.C.

A Sforzo Norm. costante

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini STRADALI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 002	B	62 di 66

Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C30/37  
Resis. compr. di calcolo fcd : 174.02 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd' : 87.01 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 330194 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm : 29.42 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 182.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : 0.20 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk : 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	0.00
2	-50.00	30.00
3	50.00	30.00
4	50.00	0.00

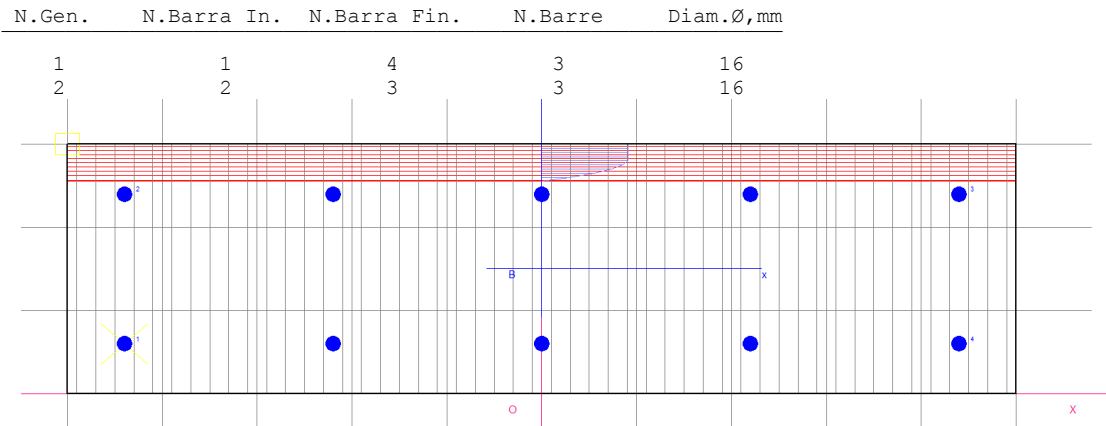
**DATI BARE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	-44.00	6.00	16
2	-44.00	24.00	16
3	44.00	24.00	16
4	44.00	6.00	16

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	4313	0	10	0

**COMB. RARE (S.I.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	2875	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.8 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	4313	0	0	10005	0	2.320

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00664	-50.0	30.0	-0.00123	44.0	24.0	-0.01542	-44.0	6.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000788406	-0.020152176	0.185	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	36.3	-50.0	30.0	-1332	-44.0	6.0	1116	229	0.125	0.104

**Verifica a taglio**

Essendo la sezione di spessore 30 cm, il taglio resistente senza considerare una specifica armatura a taglio è pari a 135.48 kN. Pertanto la verifica si ritiene soddisfatta essendo il taglio sollecitante pari a circa 47 kN.



**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**
**[4.1.2.1.3.1]**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$	<b>47 kN</b>
$N_{Ed}$	<b>24.3 kN</b>

Calcestruzzo

**C30/37**

$R_{ck}$	<b>37 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$ 17.40 N/mm <sup>2</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$	1.5
------------	-----

Altezza sezione

$h$	<b>300 mm</b>
-----	---------------

Copriferro

$c$	<b>50 mm</b>
-----	--------------

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$	<b>1000 mm</b>
-------	----------------

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$	250 mm
-----	--------

Area Calcestruzzo

$A_c$	300000 mm <sup>2</sup>
-------	------------------------

Armatura longitudinale

$A_{sl}$	<b>1004.8 mm<sup>2</sup></b>
----------	------------------------------

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$	0.0040 ≤ 0.02	<b>ok</b>
----------	---------------	-----------

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$	0.0810 ≤ 0.2 $f_{cd}$	<b>ok</b>
---------------	-----------------------	-----------

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$k$	1.89 ≤ 2	<b>ok</b>
-----	----------	-----------

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$v_{\min}$	0.30
------------	------

$V_{Rd}$	134.38 kN
----------	-----------

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**
**9.2.2 Verifica della soletta di fondo**

Cautelativamente si assume che la soletta di fondo sia soggetta alle stesse sollecitazioni delle pareti. Pertanto la soletta viene armata con barre  $\Phi 16/20$  inferiormente e superiormente.

## 10 INCIDENZE

Nel calcolo dell'incidenza è stata considerata l'armatura principale, con cui si sono svolte le verifiche riportate ai paragrafi precedenti, e l'armatura di ripartizione costituita da  $\phi 12/20$  o  $\phi 10/20$  a seconda che l'armatura principale sia costituita rispettivamente da  $\phi 16$  o  $\phi 14$ . Il valore così ottenuto è stato incrementato del 10-15% per tenere in conto degli elementi accessori (legature, cavallotti,...).

Pozzetti/vasche di raccolta	spessore 30 cm: $i = 90 \text{ kg/mc}$
Tombino NV05	spessore 22.5 cm: $i = 90 \text{ kg/mc}$
Tombino NV06	spessore 30 cm: $i = 90 \text{ kg/mc}$