

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



# INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i.

S.O. Corpo Stradale

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

TOMBINI FERROVIARI

IN08A - Canale 3x2 pk 6+100

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

IADR    00    D    29    CL    IN08A0    001    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione PD per AI	M.Botta <i>M. Botta</i>	SETT '23	A.Benenato-A.Donnarumma <i>A. Benvenuto</i>	SETT '23	G.Dimaggio <i>G. Dimaggio</i>	SETT '23	F.ARDUINI 29/09/2023 

File: IADR00D29CLIN08A0001A

n. Elab.:



## INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	INQUADRAMENTO GENERALE .....	6
3	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	9
3.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	10
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	12
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	13
5.1	CALCESTRUZZO .....	13
5.2	ACCIAIO.....	13
5.3	VERIFICA S.L.E.....	13
5.3.1	<i>Verifiche alle tensioni</i> .....	14
5.3.2	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	14
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	16
6.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	16
6.2	TERRENO DI FONDAZIONE .....	16
6.3	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	17
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	19
7.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	19
7.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	19
8	SOFTWARE DI CALCOLO .....	22
8.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI .....	22

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	3 di 59

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

8.2	UNITÀ DI MISURA .....	22
8.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE .....	22
8.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO.....	22
8.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE .....	23
8.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI .....	23
8.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO .....	23
9	COMBINAZIONI DI CARICO .....	24
10	CANALE IDRAULICO .....	27
10.1	GEOMETRIA .....	27
10.2	MODELLO DI CALCOLO .....	28
10.2.1	<i>Valutazione della rigidezza delle molle .....</i>	<i>28</i>
10.3	ANALISI DEI CARICHI .....	30
10.3.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati.....</i>	<i>30</i>
10.3.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno.....</i>	<i>31</i>
10.3.1	<i>Carichi variabili su soletta superiore .....</i>	<i>31</i>
10.3.2	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato.....</i>	<i>31</i>
10.3.3	<i>Variazione termica.....</i>	<i>33</i>
10.3.4	<i>Azione sismica inerziale.....</i>	<i>33</i>
10.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	35
10.5	VERIFICHE SLU-SLE DELLE SEZIONI IN C.A. ....	38
10.5.1	<i>Verifica soletta inferiore .....</i>	<i>38</i>



**NODO DI BARI**  
**BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	4 di 59

10.5.2	Verifica piedritti .....	42
10.6	VERIFICHE SLV DELLE SEZIONI IN C.A.....	45
10.6.1	Verifica soletta inferiore .....	45
10.6.2	Verifica piedritti .....	47
10.7	TABELLA RIASSUNTIVA ARMATURE .....	49
10.8	TABELLA INCIDENZA ARMATURE .....	49
10.9	VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONE.....	50



**NODO DI BARI**  
**BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	5 di 59

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

## **1 PREMESSA**

La linea ferroviaria Foggia – Bari attraversa a raso il territorio comunale di Bari nelle località Palese e Santo Spirito. La direttrice adriatica determina quindi una interruzione del tessuto urbano, con presenza di numerosi passaggi a livello, apportando pesanti ripercussioni sulla mobilità e sulla sicurezza degli abitanti.

Il progetto definitivo del “Nodo di Bari: Bari Nord - Variante di tracciato tra Santo Spirito e Palese” è parte di un più vasto complesso progettuale relativo all’evoluzione del Nodo ferroviario di Bari, volto alla razionalizzazione, riorganizzazione e ad un generale miglioramento del trasporto ferroviario, attraverso un organico inserimento delle reti ferroviarie nel territorio urbano della città di Bari e una riqualificazione urbanistica delle aree dismesse.

Nel dicembre 2005 il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, la Regione Puglia, il Comune di Bari e Rete Ferroviaria Italiana S.p.A. siglarono un “Protocollo d’Intesa per il riassetto del nodo di Bari” finalizzato alla individuazione delle più efficaci soluzioni trasportistiche che rispondessero alle esigenze di riqualificazione urbana e di sviluppo economico del territorio al fine di perseguire i seguenti obiettivi:

- Riduzione delle interferenze tra le linee ferroviarie ed il territorio comunale;
- Realizzazione di un sistema di trasporto integrato, intermodale e intramodale a elevata frequenza;
- Aumento della qualità dei servizi di trasporto offerti con riduzione dei tempi di percorrenza e aumento dei punti di accesso alla modalità ferroviaria;
- Recupero, riqualificazione e valorizzazione delle aree ferroviarie dismesse e da dismettere;
- Abbattimento dei livelli di inquinamento acustico ed atmosferico nelle aree della città di Bari.

A seguito di tale Protocollo e del “Tavolo Tecnico” istituito dalla Regione Puglia, furono sviluppati uno studio di pre-fattibilità e successivamente uno studio di fattibilità.

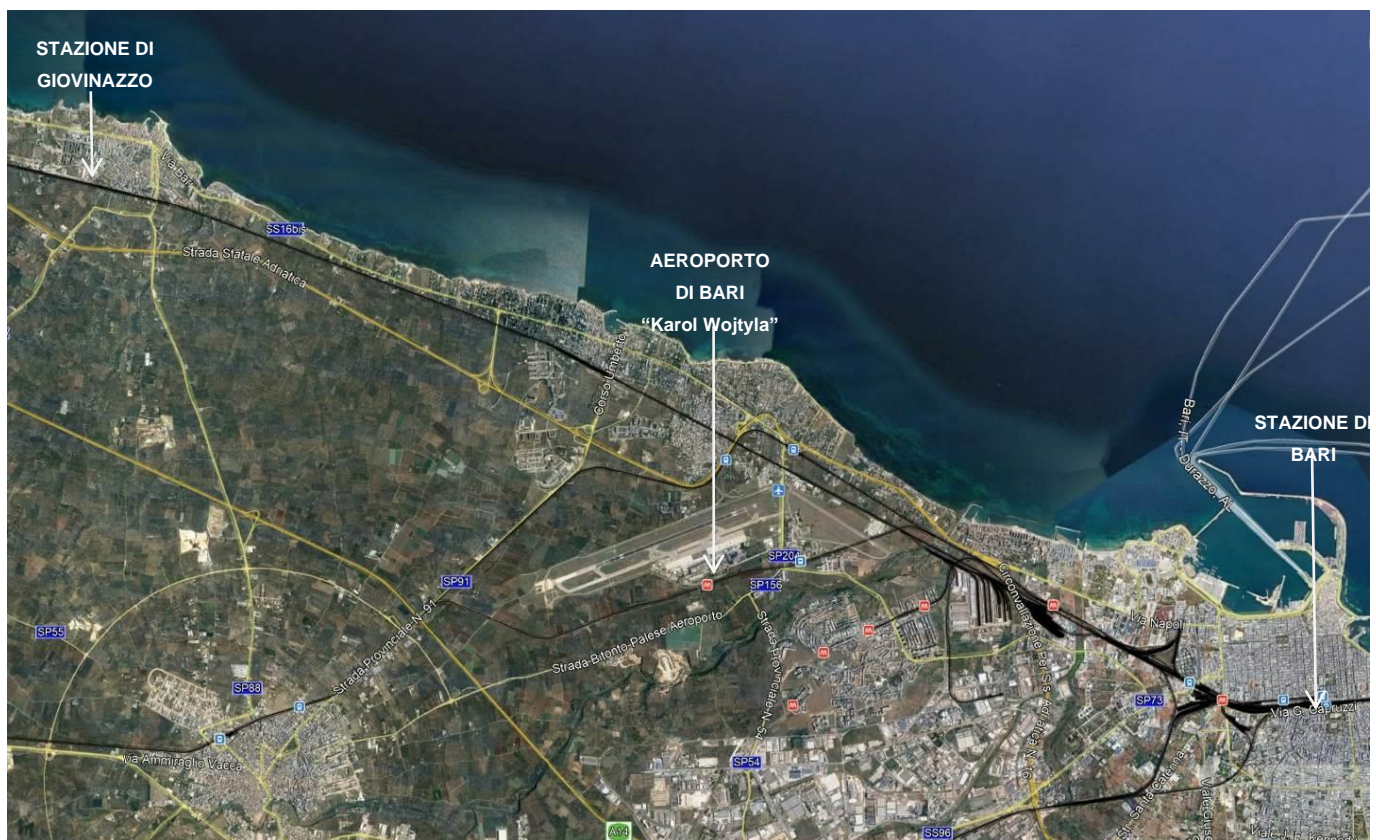
Il progetto preliminare del Riassetto del Nodo di Bari sviluppato a seguito delle analisi sullo studio di fattibilità è stato assentito con Conferenza di Servizi Istruttoria indetta dalla Regione Puglia ai sensi dell’art. 14-bis della legge 241/1990 e approvato con verbale di CdS del 25 maggio 2009.

Il presente Progetto Definitivo del “Nodo di Bari: Bari Nord - Variante di tracciato tra Santo Spirito e Palese” è stato dunque sviluppato come soluzione di variante al Progetto Preliminare del 2009 oggetto di Parere VIA e sulla base delle prescrizioni e pareri ricevuti in fase di iter autorizzatorio del Progetto Preliminare del 2021.

	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	IN – TOMBINI FERROVIARI  RELAZIONE DI CALCOLO IN08A	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 08 A0 001	REV. A

## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

L'area interessata dal progetto ricade nella zona a nord - ovest della città di Bari, nell'area compresa tra l'aeroporto internazionale di Bari e il comune di Giovinazzo.

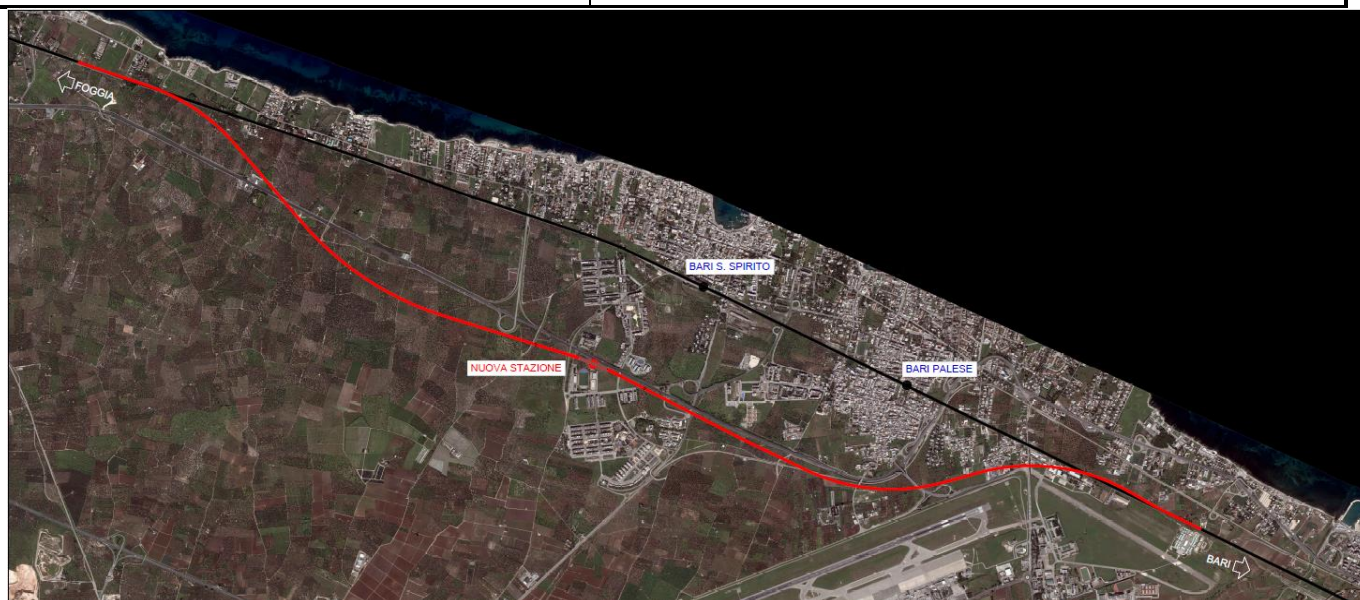


**Figura 2-1 Inquadramento area di intervento**

Il tracciato ferroviario è sviluppato tenendo conto dei seguenti input:

- $V_c = 200 \text{ km/h}$  ( $V_t = 180 \text{ km/h}$ )
- Nuova stazione con marciapiede ad isola da 250m e modulo di precedenza 750

La nuova linea ha origine dopo Giovinazzo, all'incirca al km 632+000 della linea Adriatica, da dove sfocchia verso sud-est e prosegue in corretto tracciato per circa un chilometro mantenendosi pressoché a quota piano campagna.



**Figura 2-2 Tracciato Rosso**

La variante di tracciato si sviluppa quasi nella sua interezza sotto il piano campagna, i primi 1.300 m circa si sviluppano quasi al piano campagna per poi iniziare a perdere quota fino ad entrare in galleria artificiale. L'opera ha uno sviluppo complessivo di circa 3 km e consente il sottoattraversamento della Strada Statale n. 16 e dei successivi assi viari.

Dopo circa 4,8 km il tracciato prosegue a cielo aperto, in trincea profonda, dove viene realizzato il nuovo impianto di stazione di S.Spirito – Enzitetto, costituito da due marciapiedi ad isola da 250m, ai quali si accede attraverso un sistema di scale mobili e ascensori che conducono al fabbricato di stazione posto al piano campagna. L'impianto di stazione garantisce sia per i binari di corsa sia per i binari di precedenza un modulo di 750m.

La trincea è interrotta da una galleria artificiale necessaria a creare aree a verde attrezzate, a servizio della nuova stazione, e a risolvere l'interferenza con via Nicholas Green.

In uscita dall'impianto di stazione il tracciato inizia a salire e prosegue in galleria artificiale verso sud-est parallelamente alla SS16, sotto attraversando la rampa di svincolo della statale e la SP91.

Dopo un tratto allo scoperto, il tracciato entra nuovamente in galleria artificiale al km 6+625, così da consentire in sottoattraversamento di strada di Torre Bregnoia e della linea ferroviaria Bari-Bitonto via Palese, gestita dalle Ferrovie del Nord Barese.





**NODO DI BARI**  
**BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	8 di 59

Dopo aver sotto-atteversato via Modugno, il tracciato prosegue in direzione est sotto attraversando la Strada provinciale n 201.

Al fine di evitare interferenze con l'aeroporto internazionale di Bari "Karol Wojtyla" il tracciato piega verso nord-est risolvendo l'interferenza della rotatoria di collegamento tra la SP201 e la SP204 in galleria, per proseguire nell'area dell'aeroporto militare Bari Palese.

Superata l'area militare la livelletta inizia a prendere quota uscendo allo scoperto al km 9+780 ca e proseguendo in trincea fino a riallacciarsi sul sedime della linea storica in corrispondenza del km 642+537.

### 3 SCOPO DEL DOCUMENTO

Nella presente relazione viene riportato il calcolo della galleria artificiale GA01 sezione A relativa al Progetto Definitivo della linea ferroviaria Bari – Barletta, lungo la tratta ferroviaria Bari Nord Santo Spirito – Bari Palese.



**Figura 3-1: planimetria del tracciato in oggetto - Google Earth.**

### 3.1 Descrizione dell'opera

L'opera analizzata in particolare è la IN08A Canale 3m x 2m Prog. 6+100.0. L'opera è stata scelta come rappresentativa della tipologia in quanto è quella con spessore di ricoprimento maggiore. I risultati ottenuti nella presente relazione possono ritenersi validi per gli altri scatolari riportati nella seguente tabella riepilogativa.

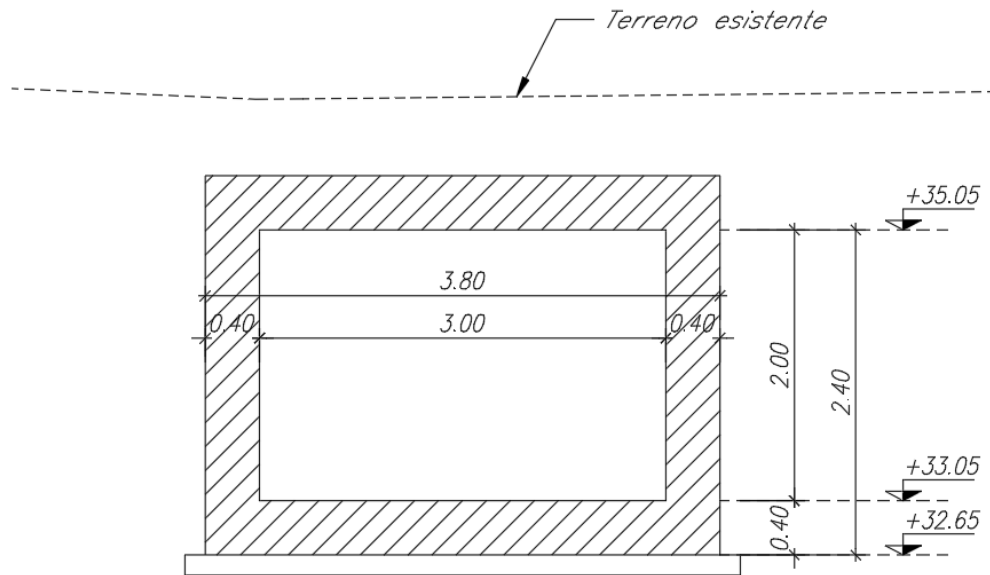
CANALE IDRAULICO				
WBS	pk	DIM	Piedritti	Soletta inf
		[m x m]	[m]	[m]
IN08A	6+100.00	3x2	0.4	0.4

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018, in accordo con i MdP di RFI.

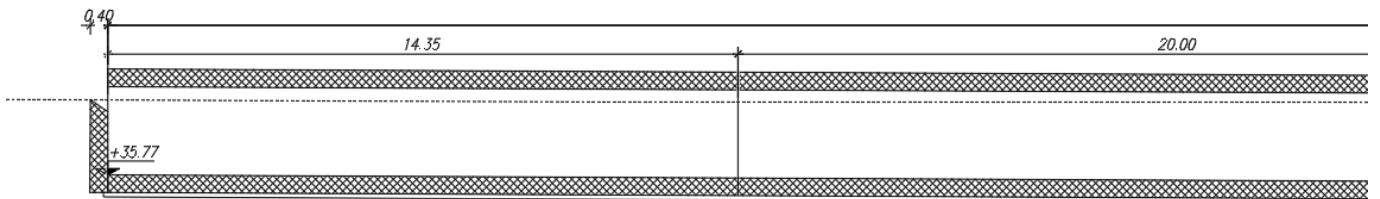
L'opera consiste in un canale idraulico in c.a. gettato in opera. La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di  $L_{int} = 3.00$  m ed un'altezza netta massima di  $H_{int} = 2.00$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.40$  m e lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.40$  m.

Nell'immagine seguente si riportano una sezione trasversale ed una longitudinale dell'opera.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.



**Fig. 1** – Sezione trasversale dello scatolare



**Fig. 2** – Stralcio di sezione longitudinale dello scatolare

#### **4   NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- 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 del 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 F del 31.12.2022 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- 4) RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2021- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- 5) UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- 6) UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel presente capitolo vengono riportate le principali caratteristiche dei materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture.

### 5.1 Calcestruzzo

- Classe di resistenza C32/40
- Classe minima di consistenza S3, S4
- Classe di esposizione ambientale XC3, XS1
- Copriferro 50 mm
- $R_{ck} = 40$  MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $E_{cm} = 33642.8$  N/mm<sup>2</sup> Modulo elastico del calcestruzzo


### 5.2 Acciaio

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Acciaio B450C
- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 540$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza di calcolo a trazione  $f_{yd} = 391.30$  N/mm<sup>2</sup>
- Modulo elastico  $E_s = 206000$  N/mm<sup>2</sup>

### 5.3 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	IN – TOMBINI FERROVIARI RELAZIONE DI CALCOLO IN08A	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 08 A0 001	REV. A

### 5.3.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "RFI DTC SI MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili", ovvero:

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

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

### 5.3.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nel prospetto seguente:

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura	
			Sensibile	Poco sensibile

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	15 di 59

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>

**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

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l’apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara)  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 17.1.2018, in accordo a quanto previsto al punto ” C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione” della Circolare n.7/19.



## 6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

### 6.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche (vedi Manuale sez. III §3.5.2.3.3).

DATI GEOTECNICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
angolo di attrito	$\phi$	33	°
peso di volume ricoprimento	$\gamma_r$	22	kN/m <sup>3</sup>
coefficiente di spinta a riposo	$K_0$	0.46	-
Modulo elastico terreno fondazione	E	500000	kN/m <sup>2</sup>
Costante di Winkler	K	57000	kN/m <sup>3</sup>
Profondità falda da P.F.	$z_w$	-	m
Cond. Geo: tangente $f/1.25$	$\tan\phi/1.25$	0.520	-
Cond. Geo: angolo di attrito	$\phi_{Geo}$	27	°
Geo: coeff. di spinta a riposo	$K_{0(Geo)}$	0.539	-

### 6.2 Terreno di fondazione

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico, allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire uno stralcio del citato profilo in cui ricade l'opera qui esaminata e la tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo.

Unità Geotecnica	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	GSI	$\sigma_{ci}$	$m_i$	$E_{op}$	k
	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)		(MPa)		(MPa)	(m/s)
TC	19.0	28-30	0-5				10	
CAL	20.0	35-37	0-10				50	1E-03 ÷ 1E-05
Calt								
C1a (da inizio a 5+000)	24.0	43	40	30	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	17 di 59

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

da 8+000 a fine)								
<b>C1b</b> (da 5+500 a 8+000)	24.0	41	20	20	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
<b>C2</b>	24.0	43	100	35	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-6

La falda si trova ad una quota di circa 0 m s.l.m. e non interferisce con le opere in progetto.

### 6.3 Interazione terreno-struttura

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

- $s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- $c_t$  = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):
  - $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B)$  rettangolare con  $L / B \leq 10$
  - $c_t = 2 + 0.0089 (L / B)$  rettangolare con  $L / B > 10$
- q = pressione media agente sul terreno;
- $\sigma_{v0}$  = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- $\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo  $k_w$  è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento, pertanto si ottiene:



**NODO DI BARI**  
**BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A


COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	18 di 59

- $K_w = E / [(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t]$

Di seguito si riportano, in forma tabellare, i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, sulla scorta del valore di progetto di **E** attribuito allo strato di Fondazione, avendo considerato una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaboranti:

$$\begin{aligned} E &= 500000 \text{ kN/m}^2 \\ \nu &= 0.3 \\ B &= 3.8 \text{ m} \\ L &= 20.00 \text{ m} \\ L/B &= 5.26 \\ c_t &= 1.74 \\ K_w &= 83107 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 83000 kN/m<sup>3</sup>.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	IN – TOMBINI FERROVIARI RELAZIONE DI CALCOLO IN08A	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 08 A0 001	REV. A

## 7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17gennaio 2018.

### 7.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale ( $V_N$ ), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso ( $C_U$ )

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale:  $V_N = 75$  anni. Riguardo invece la Classe d'Uso, all' opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):  $C_U = 1.5$ .

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$  **anni**

### 7.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica /  $V_R$ ) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo E

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

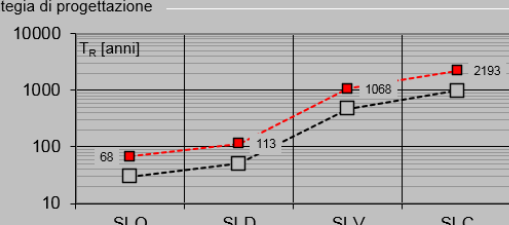
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO **FASE 1** **FASE 2** FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considera **SLV** info

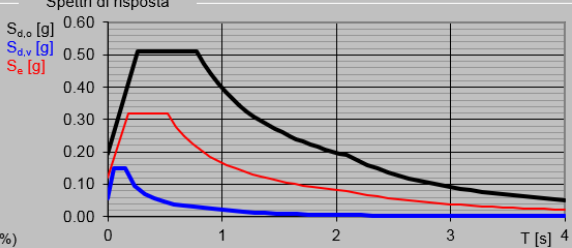
**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **E** info  $S_S = 1.600$   $C_C = 1.493$  info  
 Categoria topografica **T1** info  $h/H = 1.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_o$  **1** Regol. in altezza **si** info

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto Fattore  $q$  **1**  $\eta = 1.000$  info

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

**Spettri di risposta**



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.121 g
$F_o$	2.626
$T_C$	0.521 s
$S_S$	1.600
$C_C$	1.493
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

S	1.600
$\eta$	1.000
$T_B$	0.259 s
$T_C$	0.777 s
$T_D$	2.085 s

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudo statico, si eseguirà un calcolo elastico assumendo un fattore di struttura unitario. 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.

	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
IN – TOMBINI FERROVIARI  RELAZIONE DI CALCOLO IN08A	COMMESSA  IADR	REL  00	CODIFICA  D 29 CL	DOCUMENTO  IN 08 A0 001	REV.  A	FOGLIO  22 di 59

## 8 SOFTWARE DI CALCOLO

### 8.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc. 1995 University Ave. Berkeley. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

### 8.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti
- si assume l'uguaglianza  $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

### 8.3 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

### 8.4 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.



**NODO DI BARI**  
**BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	23 di 59

### **8.5 Caratteristiche dell'elaborazione**

Tutte le analisi strutturali sono state eseguite su di una workstation dedicata avente le seguenti

caratteristiche tecniche:

- Tipo Intel i7
- Memoria centrale 8 Gb;
- Lunghezza in bit della parola 64 bit;
- Memoria di massa 1 Hard disk da 500 Gb.

### **8.6 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli**

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

All'interno del pacchetto Sap 2000 sono inoltre presente una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.

### **8.7 Programmi di servizio**

Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: "RC-SEC" – Autore GEOSTRU Software. ANALISI DEI CARICHI E FASI



## 9 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare, nel calcolo della struttura scatolare, si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (Approccio 2) per le verifiche strutturali e geotecniche.

**Tabella 2 – Riepilogo condizioni di carico**

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Carico accidentale	ACC
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Ritiro	RIT
Variazione termica	$\Delta T$
Azione sismica orizzontale	$E_H$
Azione sismica verticale	$E_V$

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione  $\gamma \cdot \psi$ . Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	26 di 59

**Tabella 3 - Combinazioni di carico**

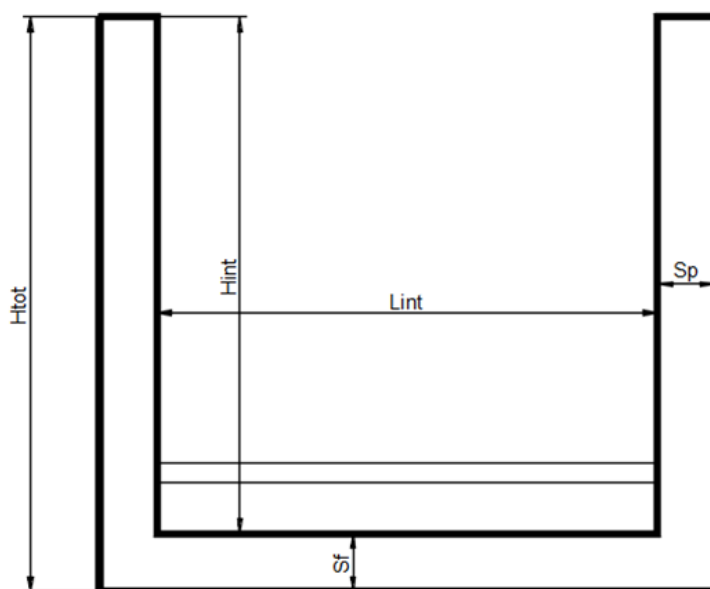
COMB	DEAD	STS	STD	RIT	$\Delta T$	PERM	FALDA	E <sub>H</sub>	E <sub>V</sub>
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-		
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50			
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35		
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35		
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35		
n° 10 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35		
n° 11 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	0.30
n° 12 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	-0.30
n° 13 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	1.00	0.30
n° 14 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.00	-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	-	-

## 10 CANALE IDRAULICO

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di  $L_{int} = 3.00$  m ed un'altezza netta di  $H_{int} = 2.00$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.40$  m e lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.40$  m

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m.

### 10.1 Geometria



**Fig. 3** – Significato dei simboli

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale sezione ad U	$L_{tot}$	3.80	m
larghezza utile sezione ad U	$L_{int}$	3.00	m
larghezza interasse	$L_a$	3.40	m
spessore piedritti	$S_p$	0.40	m
spessore fondazione	$S_f$	0.40	m
altezza totale sezione ad U	$H_{tot}$	2.40	m
altezza libera sezione ad U	$H_{int}$	2.00	m
spessore pacchetto inferiore	$H_{Pinf}$		m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{Rinf}$		m

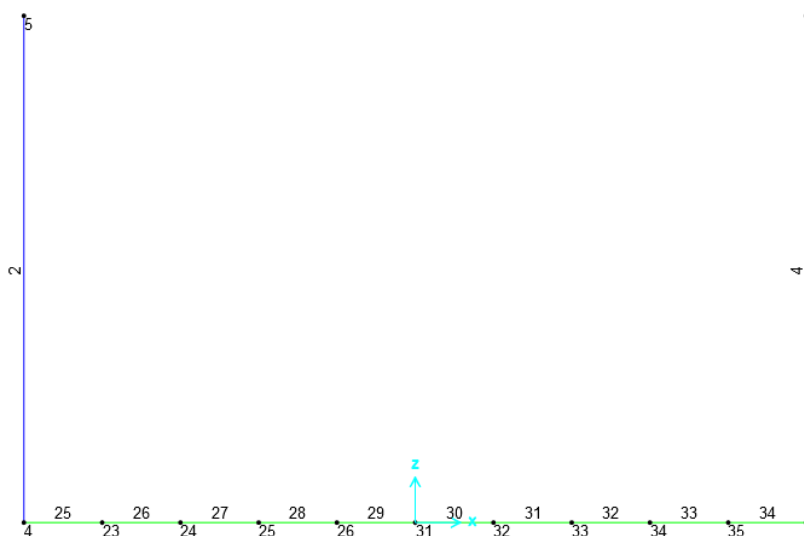
## 10.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

Il modello considerato per l'analisi è quello di uno scatolare di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.



**Fig. 4** – Numerazione aste e nodi

### 10.2.1 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $K = 20000 \text{ kN/mc}$  in funzione dell'interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle  $i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10$  [m]

Molle centrali  $k_1 = k * i$  [kN/m]

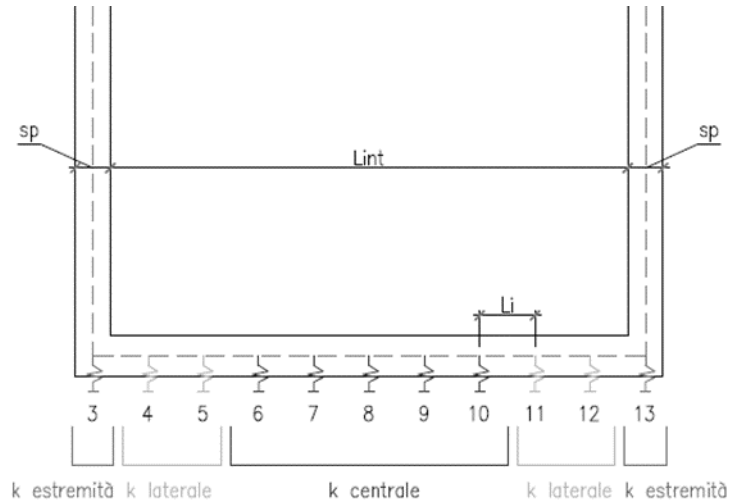
IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	29 di 59

Molle intermedie  $k_2 = 1.5 * k * i$  [kN/m]

Molle laterali  $k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$  [kN/m]



Molle centrali 28220 kN/m<sup>3</sup>

Molle laterali 42330 kN/m<sup>3</sup>

Molle estremità 61420 kN/m<sup>3</sup>

### 10.3 Analisi dei carichi

#### 10.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>10.00 kN/m</b>

	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>0.00 kN/m</b>

<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>10.00 kN/m</b>

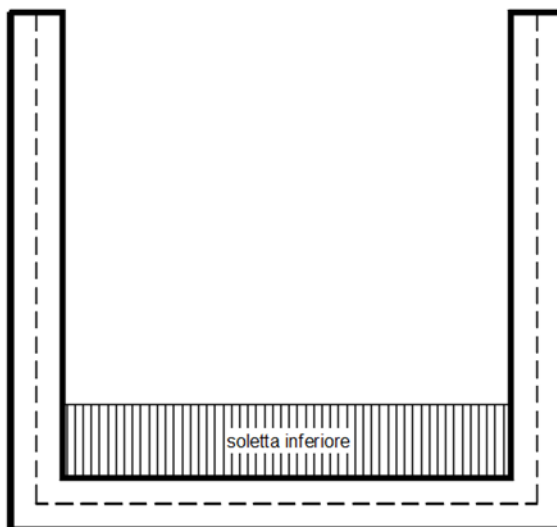


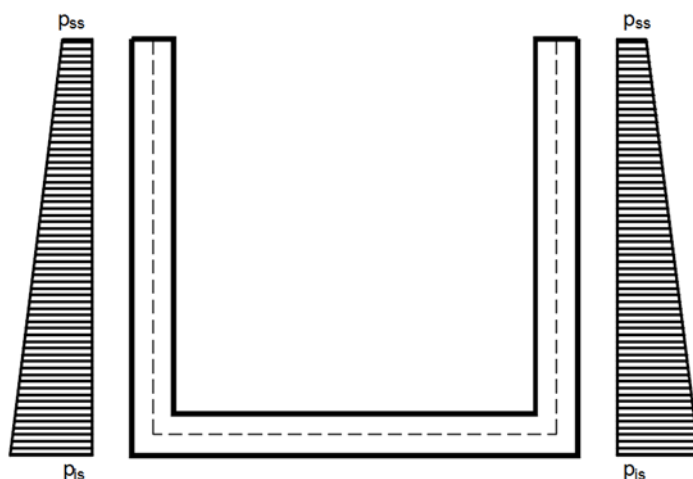
Fig. 5 – Schema tipo carichi permanenti

### 10.3.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 33^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dello scatolare, utilizzando la formula  $K_0=1-\sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0=0.46$ . Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$p_{ss} = 0.0 \text{ kN/m}$$

$$p_{is} = p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 22.0 \text{ kN/m}$$



**Fig. 6** – Schema tipo spinta terreno su pareti

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta inferiore con valore pari a 4.61 kN.

#### 10.3.1 Carichi variabili su soletta superiore

Si prevede un carico accidentale  $q = 20 \text{ kN/m}^2$ . Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 4.00 kN.

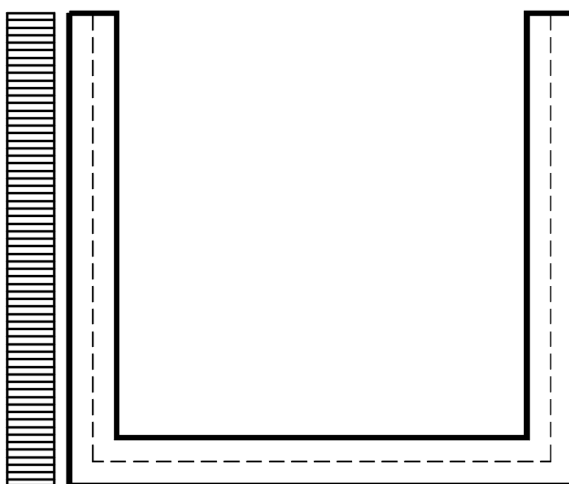
#### 10.3.2 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Si considera, a favore di sicurezza, un carico  $q = 10 \text{ kN/mq}$  a piano campagna.

$$p_1 = q_1 * K_0 = 4.55 \text{ kN/m}^2$$



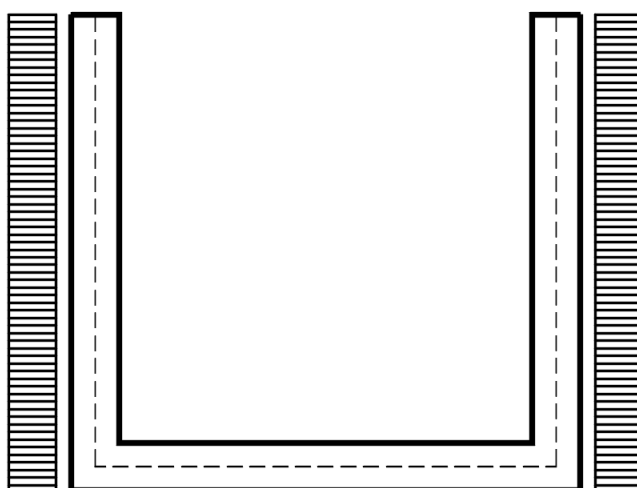
a) Spinta sul piedritto sinistro



**Fig. 7** – Schema tipo spinta carico accidentale su parete sinistra

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta inferiore con valore pari a 0.91 kN.

b) Spinta su entrambi i piedritti



**Fig. 8** – Schema tipo spinta carico accidentale su entrambi le pareti

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta inferiore con valore pari a 0.91 kN.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	IN – TOMBINI FERROVIARI RELAZIONE DI CALCOLO IN08A	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 08 A0 001	REV. A

### 10.3.3 Variazione termica

Si applica una variazione termica pari a +/- 15°C.

### 10.3.4 Azione sismica inerziale

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:  $k_h = a_{max}/g$

$k_v = \pm 0.5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 75$  anni ed una classe d'uso III  $C_u = 1.5$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_u = 112.5$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a  $a_g = 0.121$  g.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

dove assumendo un terreno di tipo E ed in base al fattore di amplificazione del sito  $S_s$  si ottiene:

$S_s = 1.600$  Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$  Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.600 * 1 * 0.121 \text{ g} = 0.194 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.194$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.097$$

### Sisma orizzontale

$$F_{sis} = a_{max} * \gamma_r * H_{tot} * 1m \quad 10.22 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{inp} = \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m \quad 1.94 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = 12.16 \text{ kN/m} \quad (\text{piedritto sx})$$

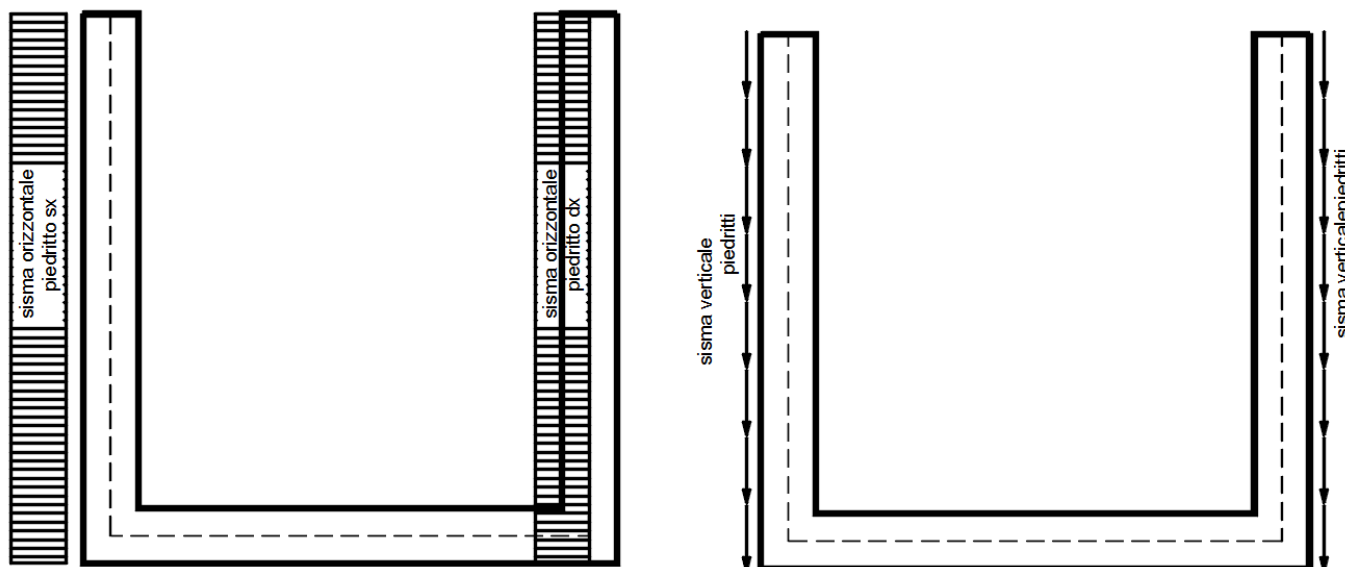
$$\text{Totale} = 1.94 \text{ kN/m} \quad (\text{piedritto dx})$$

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta inferiore con valore pari a 2.43 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta inferiore con valore pari a 0.39 kN.

### Sisma verticale

$$F_{inp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m = 0.97 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

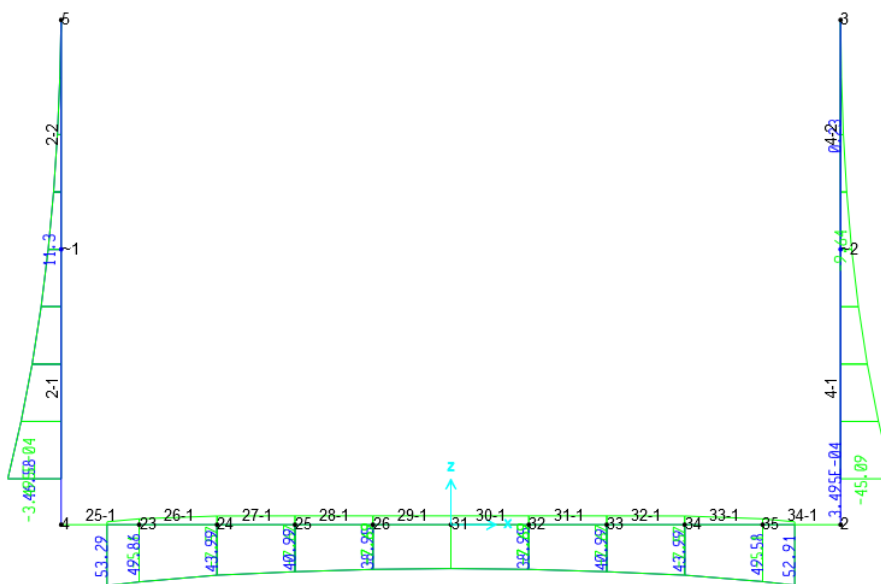
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$



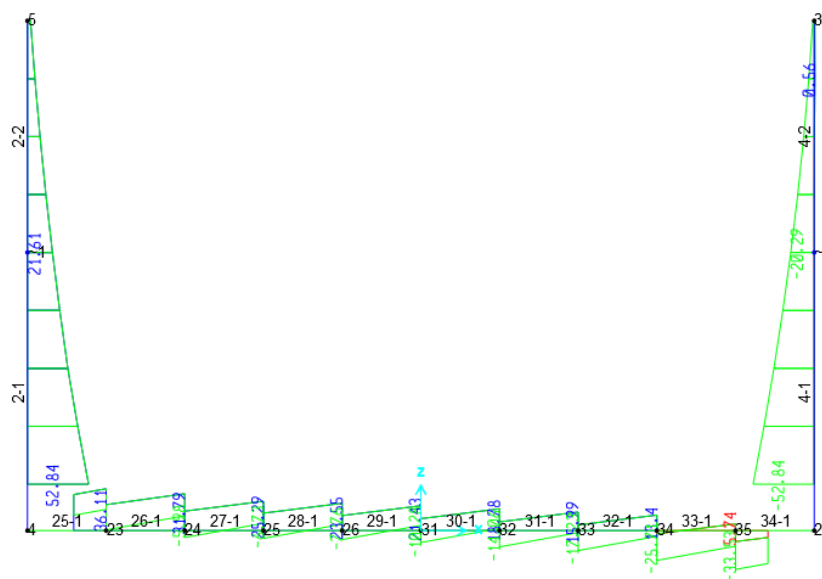
**Fig. 9** – Schema tipo azioni sismiche orizzontali e verticali

### 10.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

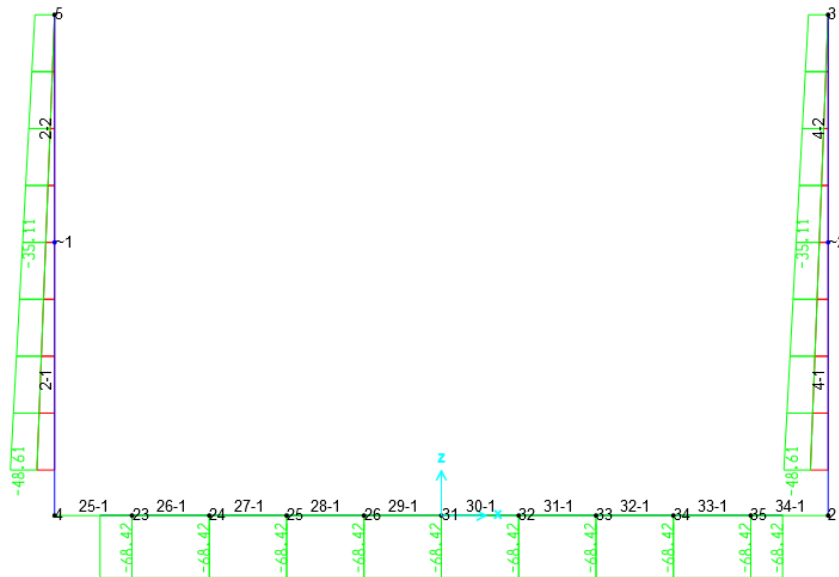
Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni:



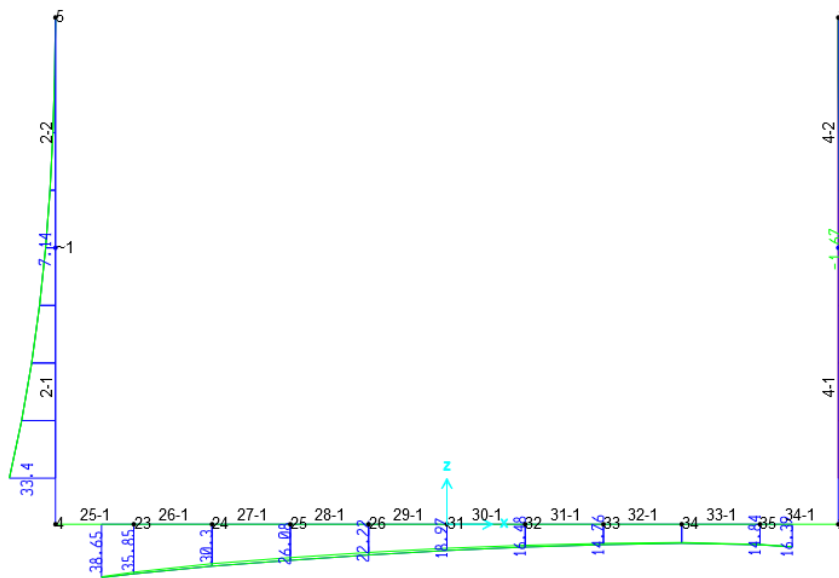
**Fig. 10 – Involuppo momenti flettenti SLU-SLV**



**Fig. 11 – Involuppo sforzi taglianti SLU-SLV**



**Fig. 12 – Inviluppo azioni assiali SLU-SLV**



**Fig. 13 – Inviluppo momenti flettenti SLE rara**



### 10.5 VERIFICHE SLU-SLE DELLE SEZIONI IN C.A.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido. Per ogni elemento si ricerca la sezione di Momento e Taglio massimo; la verifica sarà eseguita con la sollecitazione, in modulo, maggiore:

SLU					
Elemento strutturale	Sezione	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
soletta inferiore	nodo piedritto	SLU07-STR2-NL	68.41	52.91	36.11
	campata	SLU01-STR-NL	0.00	-7.69	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU14-STR-NL	39.14	45.11	52.84

SLE RARA				SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
Elemento strutturale	Sezione	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
soletta inferiore	nodo piedritto	50.67	38.65	soletta inferiore	45.21	32.98	soletta inferiore	28.81	15.96
	campata	28.81	13.16		28.81	13.20		28.81	10.14
piedritti	nodo soletta inf	26.82	33.40	piedritti	20.00	28.37	piedritti	20.00	13.34

#### 10.5.1 Verifica soletta inferiore

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.3 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.3 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa



**NODO DI BARI**  
**BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	39 di 59

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
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:	337.5	MPa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	68.41	52.91	36.11	0.00
2	0.00	-7.69	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] 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	50.67	38.65
2	28.81	13.16

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] 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	45.21	32.98 (101.72)
2	28.81	13.20 (108.44)

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

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



IN – TOMBINI FERROVIARI  RELAZIONE DI CALCOLO IN08A	COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	40 di 59

N°Comb.	N	Mx
1	28.81	15.96 (105.21)
2	28.81	10.14 (114.57)

## RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] 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)[§ 4.1.2.1.2.1 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
1	S	68.41	52.91	68.56	148.17	2.800	35.6	0.13	0.70	20.1 (6.1)
2	S	0.00	-7.69	-0.12	-137.77	17.916	4.3	0.12	0.70	20.1 (6.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo 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	40.0	-0.00107	34.2	-0.02345	5.8
2	0.00350	0.0	-0.00126	5.8	-0.02456	34.2

### 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 [kN] 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 [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	36.11	203.77	34.2	100.0	0.0059	0.02
2	S	0.00	195.00	34.2	100.0	0.0059	0.00

### 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 ([MPa])

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	41 di 59

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

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 [MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [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	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.68	40.0	0.00	30.1	-98.6	34.2	10.0	1003	10.1	22.1
2	S	0.91	40.0	0.00	28.8	-28.1	34.2	9.6	962	10.1	22.1

#### 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 [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00061	0.00020	0.50	0.60	0.000296 (0.000296)	441	0.130 (0.20)	101.26
2	S	-0.00018	0.00007	0.50	0.60	0.000084 (0.000084)	430	0.036 (0.20)	108.50

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.29	40.0	0.00	30.0	-83.1	34.2	10.0	1000	10.1	22.1
2	S	0.91	40.0	0.00	28.9	-28.2	34.2	9.6	962	10.1	22.1

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00052	0.00017	0.50	0.60	0.000249 (0.000249)	441	0.110 (0.20)	101.72
2	S	-0.00018	0.00007	0.50	0.60	0.000085 (0.000085)	430	0.036 (0.20)	108.44

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.10	40.0	0.00	29.4	-36.9	34.2	9.8	980	10.1	22.1
2	S	0.69	40.0	0.00	27.8	-18.6	34.2	9.3	926	10.1	22.1

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00023	0.00008	0.50	0.40	0.000111 (0.000111)	435	0.048 (0.20)	105.21
2	S	-0.00012	0.00005	0.50	0.40	0.000056 (0.000056)	421	0.024 (0.20)	114.57

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	42 di 59

### 10.5.2 Verifica piedritti

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.3 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	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:	337.5 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

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

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

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	39.14	45.11	52.84	0.00

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

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

IN – TOMBINI FERROVIARI RELAZIONE DI CALCOLO IN08A	COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	43 di 59

N°Comb.	N	Mx
1	26.82	33.40

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] 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	20.00	28.37 (95.67)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] 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	20.00	13.34 (101.45)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] 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) [§ 4.1.2.1.2.1 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
1	S	39.14	45.11	38.85	143.84	3.189	35.3	0.14	0.70	20.1 (6.0)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo 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	40.0	-0.00141	33.4	-0.02133	6.6

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	44 di 59

**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 [kN] 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 [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
--------	-----	-----	------	---	----	----	-----

1	S	52.84	197.84	33.4	100.0	0.0060	0.01
---	---	-------	--------	------	-------	--------	------

**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 ([MPa])  
 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 ([MPa])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [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  $5(c+\varnothing/2)$  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	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

1	S	2.44	40.0	0.00	30.8	-95.9	33.4	10.3	1026	10.1	21.7
---	---	------	------	------	------	-------	------	------	------	------	------

**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;  $= (e1 + e2)/(2 \cdot e2)$  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 [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	------	-----	----	---------

1	S	-0.00061	0.00018	0.50	0.60	0.000288 (0.000288)	475	0.137 (0.20)	96.34
---	---	----------	---------	------	------	---------------------	-----	--------------	-------

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

1	S	2.08	40.0	0.00	30.9	-82.8	33.4	10.3	1029	10.1	21.7
---	---	------	------	------	------	-------	------	------	------	------	------

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	------	-----	----	---------

1	S	-0.00053	0.00016	0.50	0.60	0.000249 (0.000249)	476	0.118 (0.20)	95.67
---	---	----------	---------	------	------	---------------------	-----	--------------	-------

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	45 di 59

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.97	40.0	0.00	29.9	-33.7	33.4	10.0	998	10.1	21.7

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00022	0.00007	0.50	0.40	0.000101 (0.000101)	467	0.047 (0.20)	101.45

**10.6 VERIFICHE SLV DELLE SEZIONI IN C.A.**

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime allo SLV per le verifiche oggetto di questo paragrafo.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido. Per ogni elemento si ricerca la sezione di Momento e Taglio massimo; la verifica sarà eseguita con la sollecitazione, in modulo, maggiore:

SLV					
Elemento strutturale	Sezione	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
soletta inferiore	nodo piedritto	SLU17-SIS2-NL	64.79	53.29	33.44
	campata	SLU16-SIS-NL	23.76	9.52	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU17-SIS-NL	32.63	46.58	50.59

**10.6.1 Verifica soletta inferiore**
**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068



**NODO DI BARI**  
**BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	46 di 59

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	64.79	53.29	33.44	0.00
2	23.76	9.52	0.00	0.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=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)[§ 4.1.2.1.2.1 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 re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	64.79	53.29	64.73	133.58	2.507	31.8	0.24	0.74	10.1 (6.1)
2	S	23.76	9.52	23.67	127.13	13.354	32.2	0.23	0.73	10.1 (6.1)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo 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
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

IN – TOMBINI FERROVIARI  RELAZIONE DI CALCOLO IN08A	COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	47 di 59

1	0.00061	40.0	0.00018	34.2	-0.00196	5.8
2	0.00058	40.0	0.00015	34.2	-0.00196	5.8

#### 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 [kN] 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 [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	33.44	163.08	34.2	100.0	0.0029	0.02
2	S	0.00	161.99	34.2	100.0	0.0029	0.01

#### 10.6.2 Verifica piedritti

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale



IN – TOMBINI FERROVIARI RELAZIONE DI CALCOLO IN08A	COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	48 di 59

N°Comb.	Momento torcente [kN m]			
	MT	N	Mx	Vy
1	32.63	46.58	50.59	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re,Mx re) 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)[§ 4.1.2.1.2.1 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 re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	32.63	46.58	32.54	125.55	2.695	32.1	0.24	0.74	10.1 (6.0)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo 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	0.00061	40.0	0.00010	33.4	-0.00196	6.6

#### 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 [kN] 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 [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	50.59	159.54	33.4	100.0	0.0030	0.01

### 10.7 TABELLA RIASSUNTIVA ARMATURE

ARMATURA			
soletta inferiore	nodo	Ø16/20 inf	
	piedritto	Ø16/20 sup	
	campata	Ø16/20 inf Ø16/20 sup	
piedritti	nodo soletta inf	Ø16/20 inf Ø16/20 sup	spille 9Ø8 m <sup>2</sup>

### 10.8 TABELLA INCIDENZA ARMATURE

INCIDENZA (kg/m <sup>3</sup> )	
soletta inferiore	<b>85</b>
piedritti	<b>95</b>

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 100% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 15% per sovrapposizioni/legature).

### 10.9 VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONE

Si riporta di seguito la verifica di portanza e scorrimento per le combinazioni più sfavorevoli:

PORTANZA FONDAZIONE			
C.C.	F <sub>Z</sub> (kN)	M (kNm)	T (kN)
SLU14-STR2-NL	181.80	38.71	39.60
SLU17-SIS2-NL	127.72	45.17	41.03

#### 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<sub>B</sub> = Eccentricità in direzione B (e<sub>B</sub> = Mb/N)

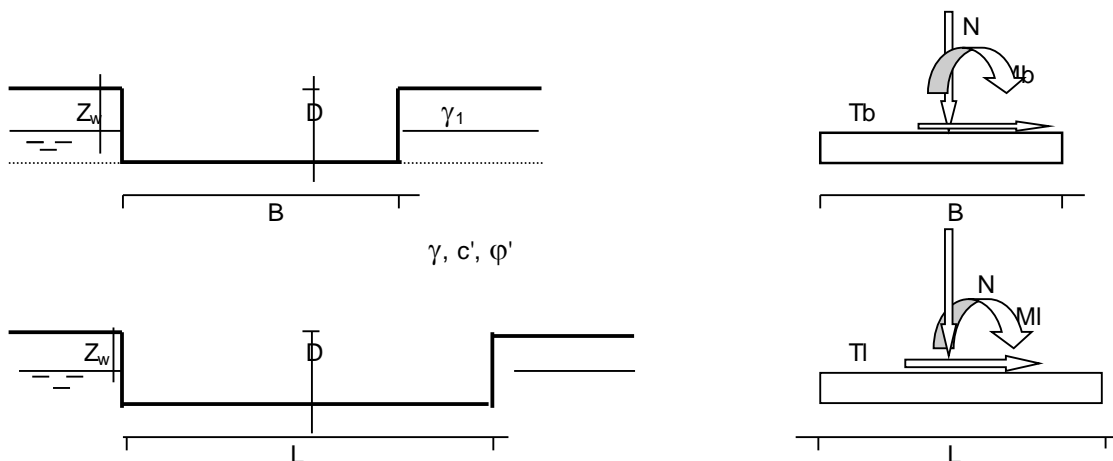
e<sub>L</sub> = Eccentricità in direzione L (e<sub>L</sub> = MI/N) (per fondazione nastriforme e<sub>L</sub> = 0; L\* = L)

B\* = Larghezza fittizia della fondazione (B\* = B - 2\*e<sub>B</sub>)

L\* = Lunghezza fittizia della fondazione (L\* = L - 2\*e<sub>L</sub>)

(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 φ'	c'	q <sub>lim</sub>	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	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastroforme L = 100 m)

B = 3.80 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 0.40 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	181.80		181.80
Mb [kNm]	38.71		38.71
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	39.60		39.60
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	39.60	0.00	39.60

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 24.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 24.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 20.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 41.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 20.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 41.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 100.00$  (m)

$e_B = 0.21$  (m)  
 $e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 3.37$  (m)  
 $L^* = 1.00$  (m)

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	52 di 59

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 9.60 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 24.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

$$N_q = 73.90$$

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

$$N_c = 83.86$$

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

$$N_\gamma = 130.21$$

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

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

$$s_c = 1.26$$

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

$$s_q = 1.26$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.88$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.77 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.23 \quad m = 1.77 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

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

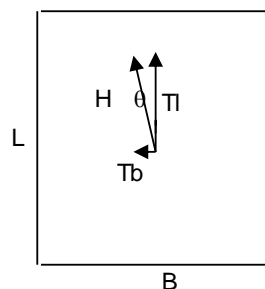
$$i_q = 0.75$$

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

$$i_c = 0.74$$

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

$$i_\gamma = 0.63$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : 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  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.08$$

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

$$d_c = 1.08$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	54 di 59

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 4^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

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

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = \qquad 3291.27 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = \qquad 53.88 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 1430.99 \qquad \geq \qquad q = \qquad 53.88 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = \qquad 39.60 \qquad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = \qquad 225.52 \qquad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = \qquad 205.02 \qquad \geq \qquad H_d = \qquad 39.60 \qquad (\text{kN})$$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

**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  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

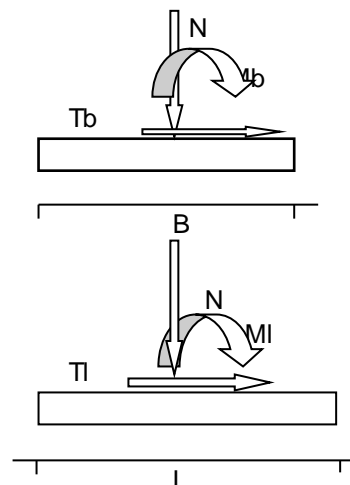
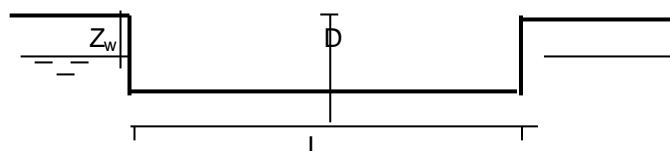
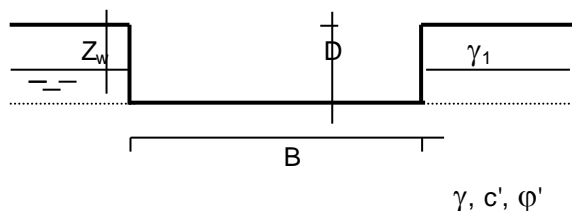
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = 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
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10





IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	56 di 59

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 3.80 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 0.40 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	127.72		127.72
Mb [kNm]	45.17		45.17
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	41.03		41.03
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	41.03	0.00	41.03

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 24.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 24.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 20.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 41.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 20.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 41.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 100.00$  (m)

$e_B = 0.35$  (m)  
 $e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 3.09$  (m)  
 $L^* = 1.00$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

q = 9.60 (kN/mq)

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

$\gamma = 24.00$  (kN/mc)

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	57 di 59

**Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante**

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

$$Nq = 73.90$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 83.86$$

$$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$Ny = 130.21$$

**sc, sq, sy : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.28$$

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

$$s_q = 1.28$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.87$$

**ic, iq, iy : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.76 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.24 \quad m = 1.76 \quad (-)$$

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

(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)

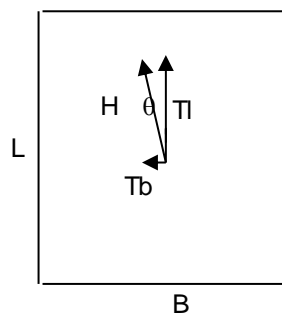
$$i_q = 0.67$$

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

$$i_c = 0.66$$

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

$$i_\gamma = 0.53$$



IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	58 di 59

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

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

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

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

$$d_q = 1.08$$

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

$$d_c = 1.08$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 2920.81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN08A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 08 A0 001	A	59 di 59

**Pressione massima agente**

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

$$q = 41.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{\text{lim}} / \gamma_R = 1269.92 \geq q = 41.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 41.03 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 172.88 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 157.16 \geq H_d = 41.03 \quad (\text{kN})$$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.