

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

IN06C - Collettore in c.a. D2000 pk 5+501 - ATTRAVERSAMENTI STRADALI

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

IADR 00 D 29 CL IN06C0 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: IADR00D29CLIN06C0001A

n. Elab.:



IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	2 di 71

## INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	INQUADRAMENTO GENERALE .....	6
3	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	9
3.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	9
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 05 C0 001	A	3 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C


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	SEZIONE SCATOLARE .....	27
10.1	GEOMETRIA .....	27
10.2	MODELLO DI CALCOLO .....	28
10.2.1	<i>Valutazione della rigidezza delle molle .....</i>	<i>29</i>
10.3	ANALISI DEI CARICHI .....	30
10.3.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati.....</i>	<i>31</i>
10.3.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno.....</i>	<i>32</i>
10.3.1	<i>Carichi variabili su soletta superiore .....</i>	<i>32</i>
10.3.2	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato.....</i>	<i>32</i>
10.3.3	<i>Variazione termica.....</i>	<i>34</i>
10.3.4	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura.....</i>	<i>34</i>
10.3.5	<i>Azione sismica inerziale.....</i>	<i>37</i>
10.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	39
10.5	VERIFICHE SLU-SLE DELLE SEZIONI IN C.A. ....	42

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	4 di 71

10.5.1	Verifica soletta inferiore .....	43
10.5.2	Verifica soletta superiore.....	46
10.5.3	Verifica piedritti .....	50
10.6	VERIFICHE SLV DELLE SEZIONI IN C.A.....	53
10.6.1	Verifica soletta inferiore .....	54
10.6.2	Verifica soletta superiore.....	56
10.6.3	Verifica piedritti .....	57
10.7	TABELLA RIASSUNTIVA ARMATURE .....	59
10.8	TABELLA INCIDENZA ARMATURE .....	60
10.9	VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONE.....	61

	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
IN – TOMBINI FERROVIARI  RELAZIONE DI CALCOLO IN06C	COMMESSA  IADR	REL  00	CODIFICA  D 29 CL	DOCUMENTO  IN 05 C0 001	REV.  A	FOGLIO  5 di 71

## 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.

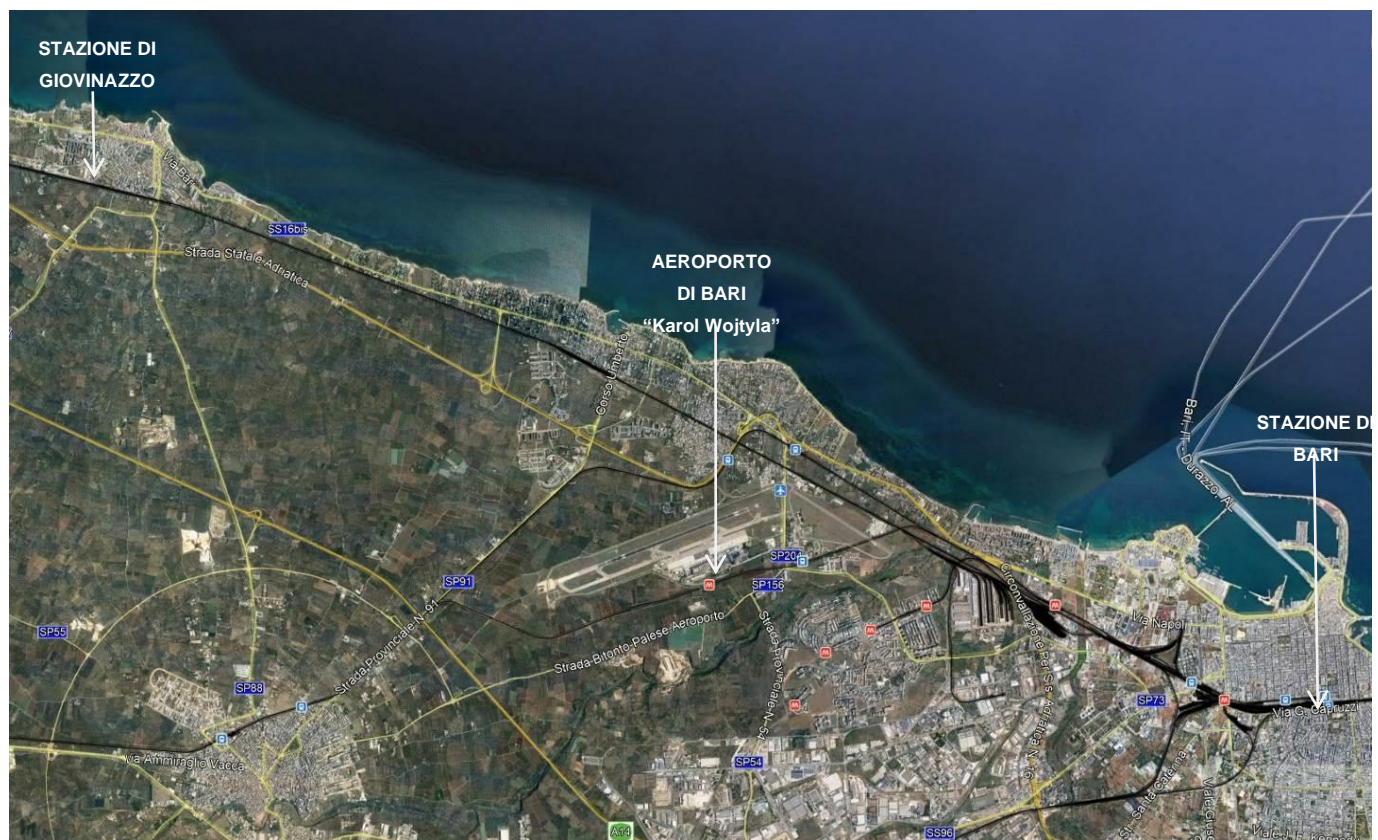
Il progetto preliminare del Riassetto del Nodo di Bari sviluppato a seguito delle analisi sullo studio di fattibilità è stato assentito con Conferenza di Servizi Istruttoria indetta dalla Regione Puglia ai sensi dell’art. 14-bis della legge 241/1990 e approvato con verbale di CdS del 25 maggio 2009.

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 IN06C	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 05 C0 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.



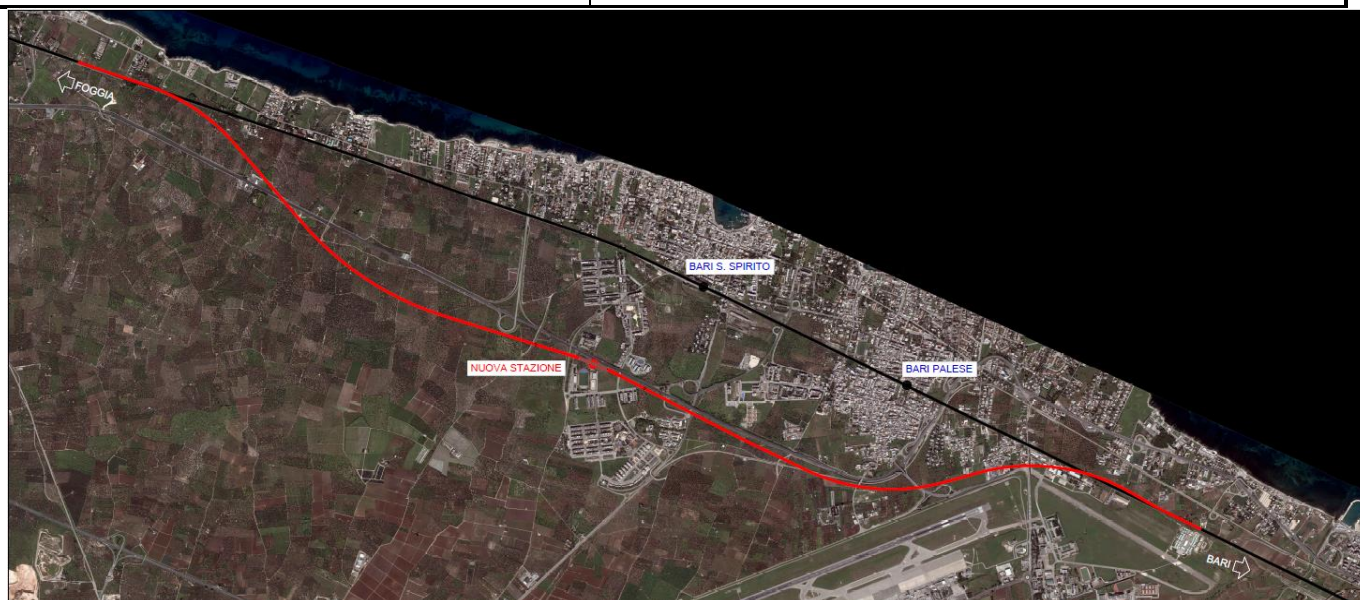
**Figura 2-1 Inquadramento area di intervento**

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 IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	8 di 71

Dopo aver sotto-ataversato 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.

 <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 IN06C	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 05 C0 001	REV. A

### 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 IN06C Collettore in c.a. D2000 Prog. 5+800.0. 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. È stata studiata una sezione scatolare equivalente, le cui dimensioni sono riepilogate nella tabella seguente:

TOMBINO SCATOLARE						
WBS	pk	DIM	Ricoprimento [m]	Piedritti	Soletta sup	Soletta inf
		[m x m]	[m]	[m]	[m]	[m]

 <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 IN06C	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 05 C0 001	REV. A	FOGLIO 10 di 71
	IN06C	5+501.00	2.44x2.44	2.88	0.3	0.3	0.3

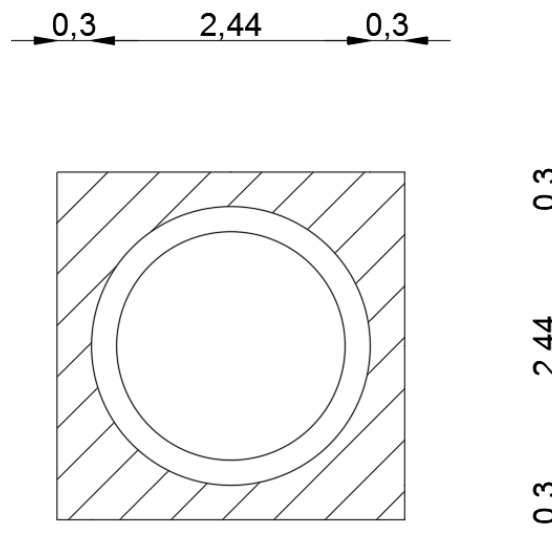
Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018, in accordo con i MdP di RFI.

L'opera consiste in uno scatolare in c.a. gettato in opera.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di  $L_{int} = 2.44$  m ed un'altezza netta di  $H_{int} = 2.44$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.30$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.30$  m e lo spessore della soletta di copertura è di  $S_s = 0.30$  m. Il ricoprimento è pari a 2.88 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.

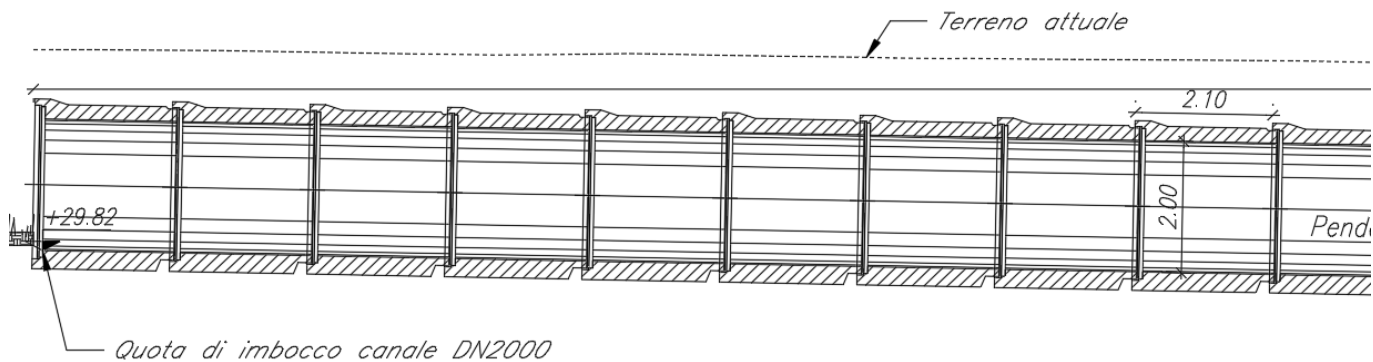


**Fig. 1** – Sezione trasversale dello scatolare

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	11 di 71



**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 attesa, secondo quanto di seguito specificato



 <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 IN06C	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 05 C0 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	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	15 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

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 utilizzato 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	1000000	kPa
Costante di Winkler	K	551000	kN/m <sup>3</sup>
Cond. Geo: tangente $\phi/1.25$	$\tan\phi/1.25$	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)
<b>TC</b>	19.0	28-30	0-5				10	
<b>CAL</b> Calt	20.0	35-37	0-10				50	1E-03 ÷ 1E-05
<b>C1a</b> (da inizio a 5+000 da 8+000 a fine)	24.0	43	40	30	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
<b>C1b</b>	24.0	41	20	20	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6

 <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 IN06C	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 05 C0 001	REV. A	FOGLIO 17 di 71
<b>(da 5+500 a 8+000)</b>								
<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:

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



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

IN – TOMBINI FERROVIARI


RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	18 di 71

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:

$$\begin{aligned} E &= 1000000 \text{ kN/m}^2 \\ \nu &= 0.3 \\ B &= 3.0 \text{ m} \\ L &= 2.10 \text{ m} \\ L/B &= 0.69 \\ c_t &= 0.66 \\ K_w &= 551489 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa  $551000 \text{ kN/m}^3$ .

	<b>NODO DI BARI</b> <b>BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	IN – TOMBINI FERROVIARI  RELAZIONE DI CALCOLO IN06C	COMMESSA  IADR	REL  00	CODIFICA  D 29 CL	DOCUMENTO  IN 05 C0 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: 16.68734      LATITUDINE: 41.17685


Ricerca per comune

REGIONE: Puglia      PROVINCIA: Bari      COMUNE: Bari

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: superficie

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) -  $V_N$ : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$ : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 112.5 info

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	113

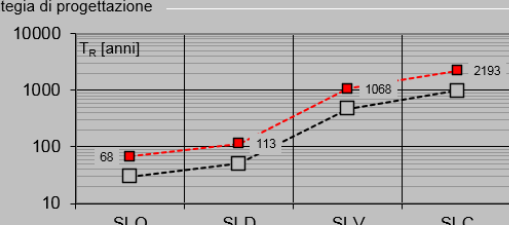
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	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

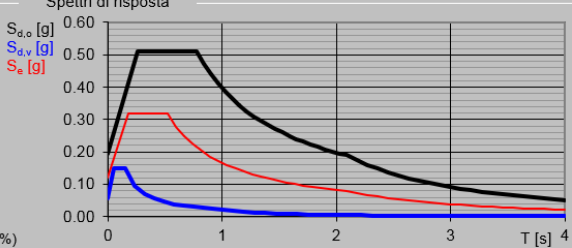
**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **E** info  $S_S = 1.600$   $C_C = 1.493$  info  
 Categoria topografica **T1** info  $h/H = 1.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**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 IN06C	COMMESSA  IADR	REL  00	CODIFICA  D 29 CL	DOCUMENTO  IN 05 C0 001	REV.  A	FOGLIO  22 di 71

## 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

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	23 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

### 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



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

IN – TOMBINI FERROVIARI RELAZIONE DI CALCOLO IN06C	COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	24 di 71

## 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

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	26 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

**Tabella 3 - Combinazioni di carico**

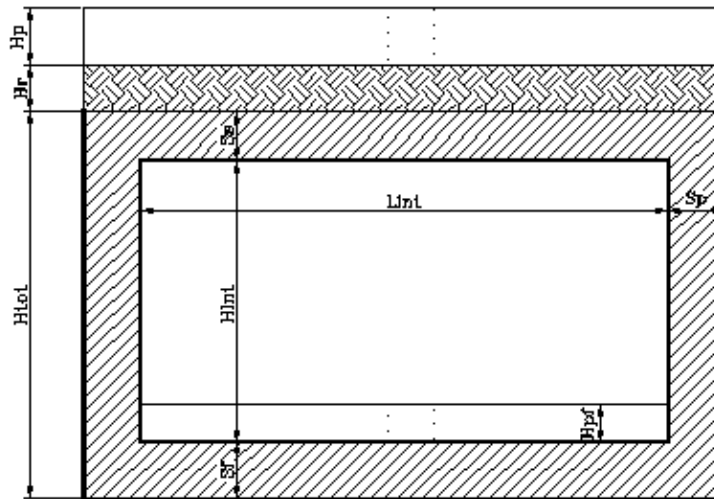
COMB	DEAD	STS	STD	RIT	$\Delta T$	PERM	FALDA	E <sub>H</sub>	E <sub>V</sub>
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-		
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50			
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	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 SEZIONE SCATOLARE

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di  $L_{int} = 2.44$  m ed un'altezza netta di  $H_{int} = 2.44$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.30$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.30$  m e lo spessore della soletta di copertura è di  $S_s = 0.30$  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 scatolare	$L_{tot}$	3.04	m
larghezza utile scatolare	$L_{int}$	2.44	m
larghezza interasse	$L_a$	2.74	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.30	m
spessore piedritti	$S_p$	0.30	m
spessore fondazione	$S_f$	0.30	m
altezza totale scatolare	$H_{tot}$	3.04	m
altezza libera scatolare	$H_{int}$	2.44	m
spessore pacchetto superiore	$H_{p_{sup}}$	0.00	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{R_{sup}}$	2.88	m
spessore pacchetto inferiore	$H_{p_{inf}}$		m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{R_{inf}}$		m

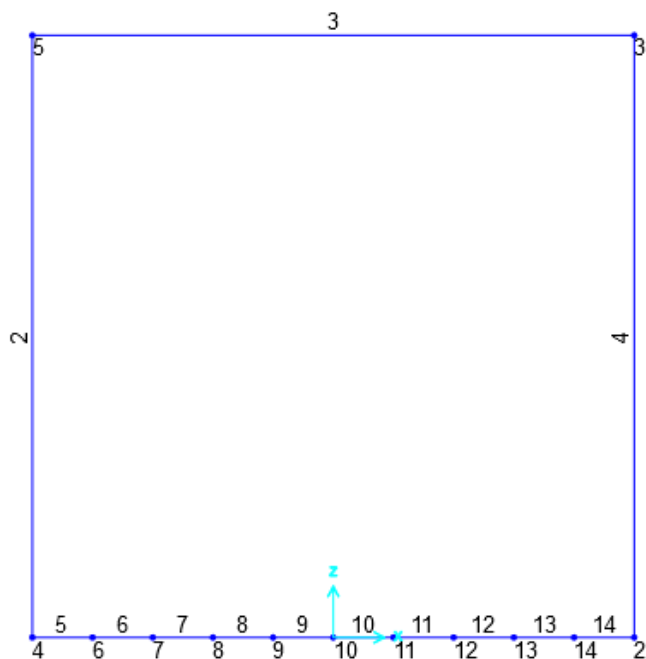
**10.2 Modello di calcolo**

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 rigidezza delle molle

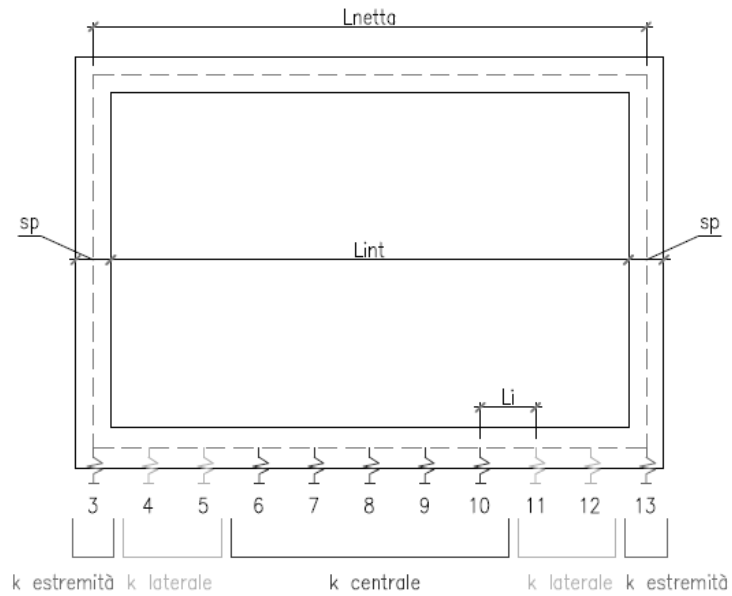
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $K= 20000 \text{ kN/mc}$  in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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

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

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	$150974 \text{ kN/m}^3$
Molle laterali	$226461 \text{ kN/m}^3$
Molle estremità	$316274 \text{ kN/m}^3$

### 10.3 Analisi dei carichi

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

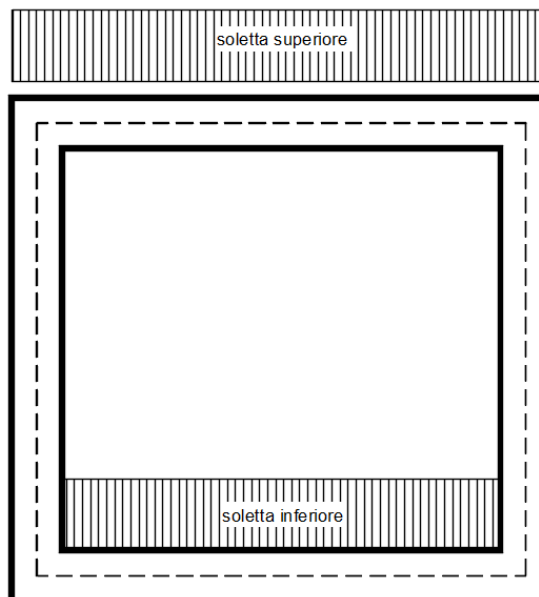
<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>7.50 kN/m</b>

	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	63.36 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>63.36 kN/m</b>

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>7.50 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	7.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>7.50 kN/m</b>



**Fig. 5** – Schema tipo carichi permanenti



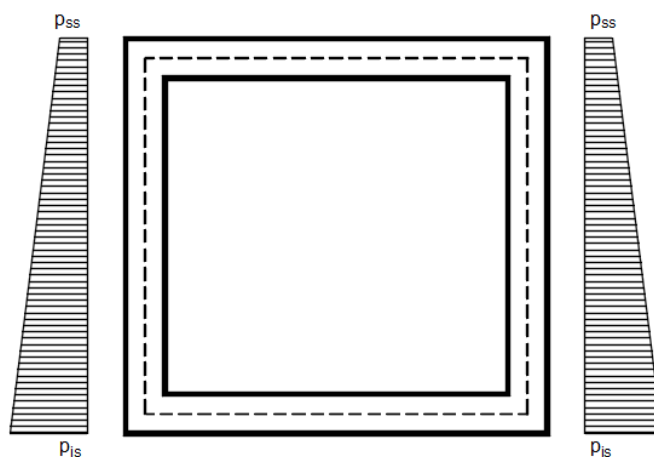
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 9.50 kN.

### 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  $K_o = 1 - \sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_o = 0.46$ . Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$p_{ss} = K_o * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 30.4 \text{ kN/m}$$

$$p_{is} = p_{ss} + K_o * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 57.8 \text{ kN/m}$$



**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 superiore con valore pari a 4.44 kN ed inferiore con valore pari a 8.78 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 3.00 kN.

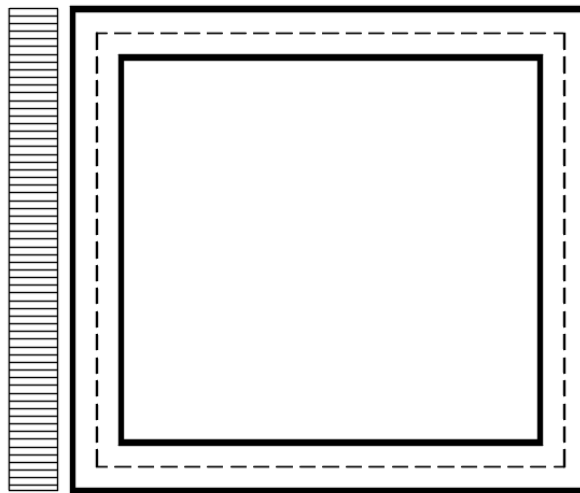
### 10.3.2 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Si considera la spinta dovuta al carico accidentale di cui al paragrafo precedente:

 <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 IN06C	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO IN 05 C0 001	REV. A

$$p_1 q * K_0 = 9.11 \text{ kN/m}^2$$

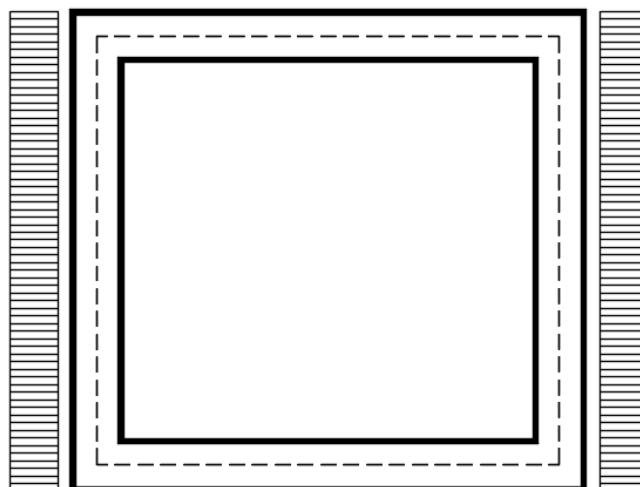
a) Spinta sul piedritto sinistro



**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 superiore con valore pari a 1.37 kN ed inferiore con valore pari a 1.37 kN.

b) Spinta su entrambi i piedritti



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



**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 05 C0 001	A	34 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

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 superiore con valore pari a 1.37 kN ed inferiore con valore pari a 1.37 kN.

### ***10.3.3 Variazione termica***

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

### ***10.3.4 Ritiro differenziale della soletta di copertura***

Si considera una variazione termica uniforme equivalente sulla soletta superiore come da calcolo seguente. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e DM 17-01-2018.

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	35 di 71

**Cls a t=0**

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

*Resistenza a compressione cubica caratteristica*

$$f_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

*Resistenza a compressione cilindrica caratteristica*

$$f_{cm} = 41.2 \text{ N/mm}^2$$

*Resistenza a compressione cilindrica media*

$$\alpha = 1.0E-05$$

$$E_{cm} = 33643 \text{ N/mm}^2$$

*Modulo elastico secante medio*

cls tipo **R**

*classe del cemento*

**Tempo e ambiente**

$$t_s = 2 \text{ gg}$$

*età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento*

$$t_0 = 2 \text{ gg}$$

*età del calcestruzzo in giorni al momento del carico*

$$t = 25550 \text{ gg}$$

*età del calcestruzzo in giorni*

$$h_0=2A_c/u = 600 \text{ mm}$$

*dimensione fittizia dell'elemento di cls*

$$A_c = 300000 \text{ mm}^2$$

*sezione dell'elemento*

$$u = 1000 \text{ mm}$$

*perimetro a contatto con l'atmosfera*

$$RH = 75 \%$$

*umidità relativa percentuale*

Coefficiente di viscosità  $\phi(t, t_0)$  e modulo elastico  $EC_t$  a tempo "t"

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) = 2.101 \text{ coeff. di viscosità}$$

$$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) = 2.135 \text{ coeff nominale di viscosità}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[ \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.256 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.892 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.968 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.617 \text{ coeff che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.649 \text{ coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo}$$

$$t_o = t_0 \left( \frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 = 6.19 \text{ coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\alpha = 1 \text{ coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u.3} = 0.984 \text{ coeff per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA REL CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IADR 00 D 29 CL IN 05 C0 001 A 36 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 = 1382.5 \quad \text{coeff che tiene conto dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35\text{MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35\text{MPa} \end{cases} = 0.922 \quad \text{coeff per la resistenza del calcestruzzo}$$

Il modulo elastico a tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 10847692 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000350 \quad \text{deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_B \varepsilon_{cd,0} = 0.000292 \quad \text{deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[ \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.978$$

$K_h =$

0.7

parametro che dipende da  $h_0$  secondo il prospetto seguente

Valori di  $k_h$

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Valori di  $K_h$  intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[ (200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.00042602$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH0} \right)^3 \right] = 0.896094$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000058 \quad \text{deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.27 \text{ } ^\circ\text{C}$$



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

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	37 di 71

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura.

### **10.3.5 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:

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

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

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

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	38 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

### Sisma orizzontale

$$F_{\text{sis}} = a_{\text{max}} * \gamma_r * H_{\text{tot}} * 1\text{m} = 12.95 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{\text{inp}} = \alpha * S_p * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m} = 1.45 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = \mathbf{14.40 \text{ kN/m}} \quad (\text{piedritto sx})$$

$$\text{Totale} = \mathbf{1.45 \text{ kN/m}} \quad (\text{piedritto dx})$$

$$F_{\text{inr}} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1\text{m} = 12.27 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia riempimento})$$

$$F_{\text{ins}} = \alpha * S_s * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m} = 1.45 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$\text{Totale} = \mathbf{13.72 \text{ kN/m}} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 superiore con valore pari a 2.16 kN ed inferiore con valore pari a 2.16 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.22 kN ed inferiore con valore pari a 0.22 kN.

### Sisma verticale

$$F_{\text{inp}} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m} = 0.73 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$F_{\text{inr}} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1\text{m} = 6.13 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia riempimento})$$

$$F_{\text{ins}} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m} = 0.73 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$\text{Totale} = \mathbf{6.86 \text{ kN/m}} \quad (\text{soletta superiore})$$

Per tenere in conto le 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 1.03 kN.

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

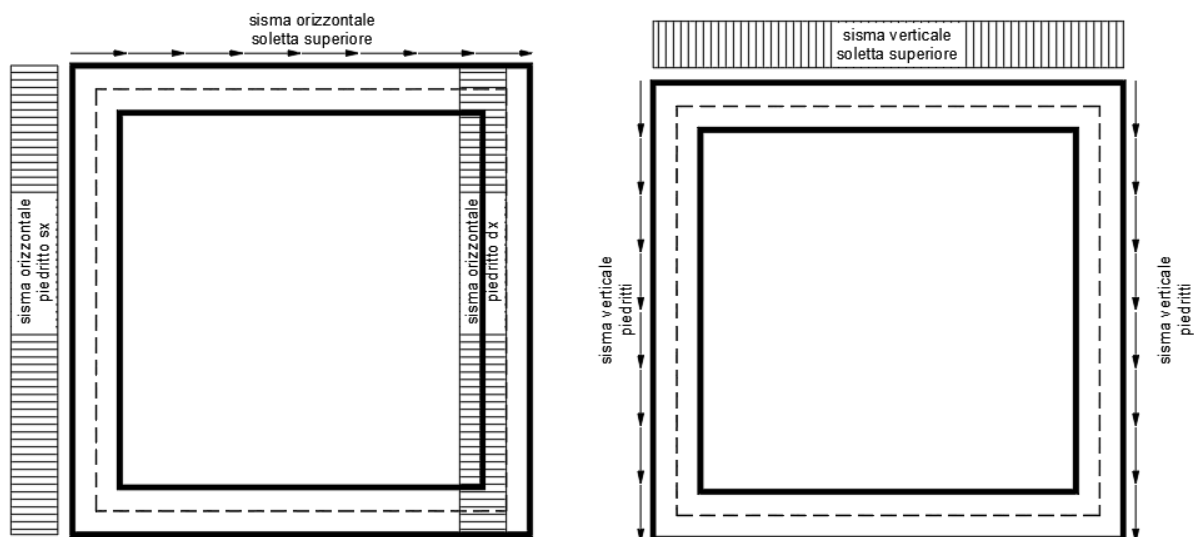


Fig. 9 – Schema tipo azioni sismiche orizzontali e verticali

#### 10.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni:

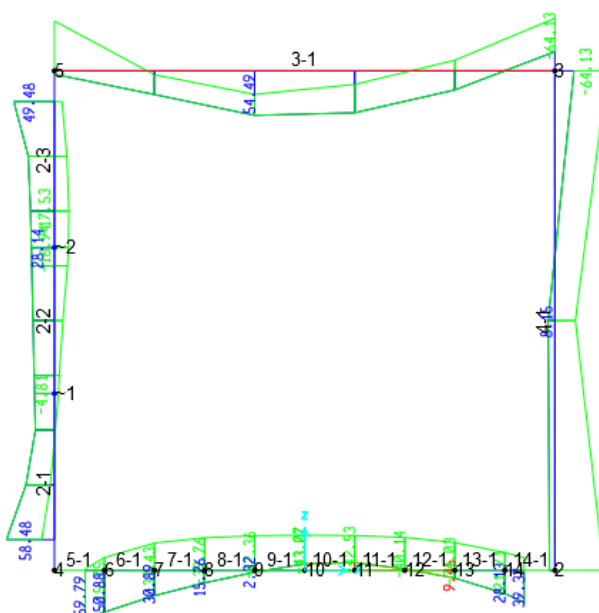


Fig. 10 – Inviluppo momenti flettenti SLU-SLV



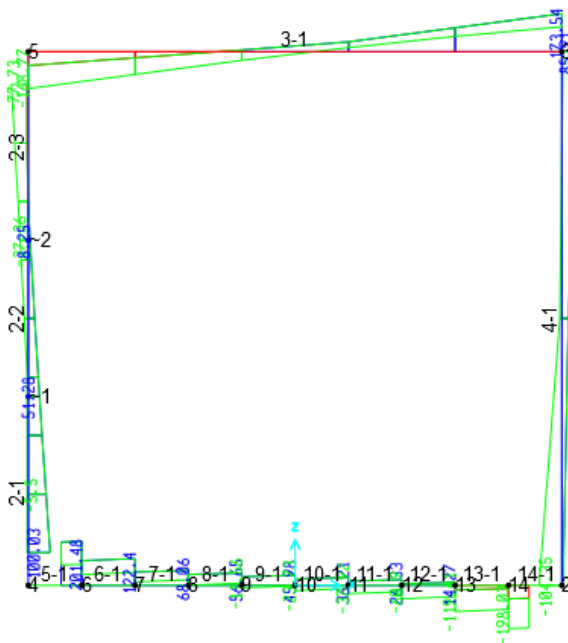


Fig. 11 – Involuppo sforzi taglianti SLU-SLV

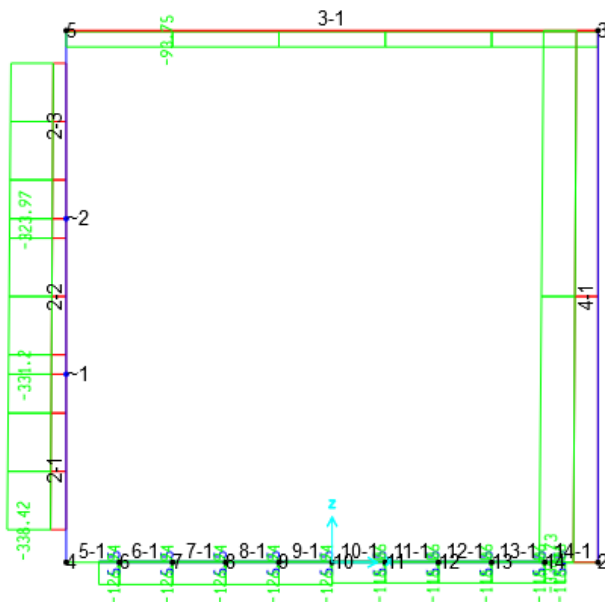
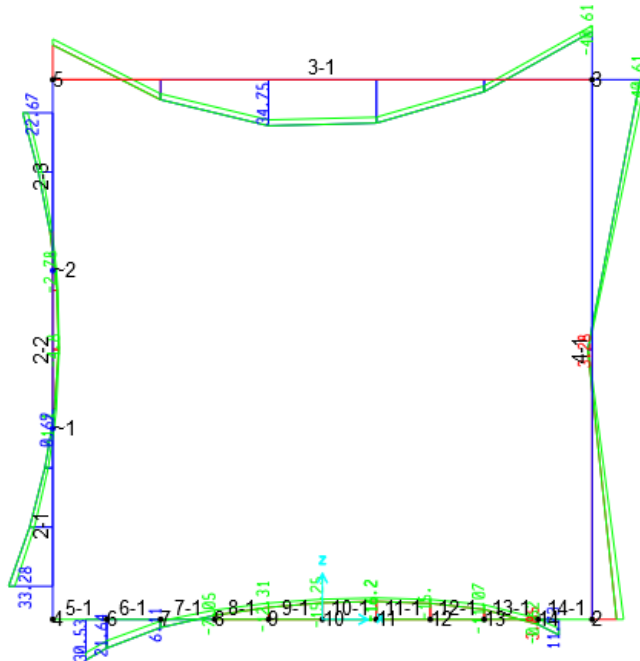
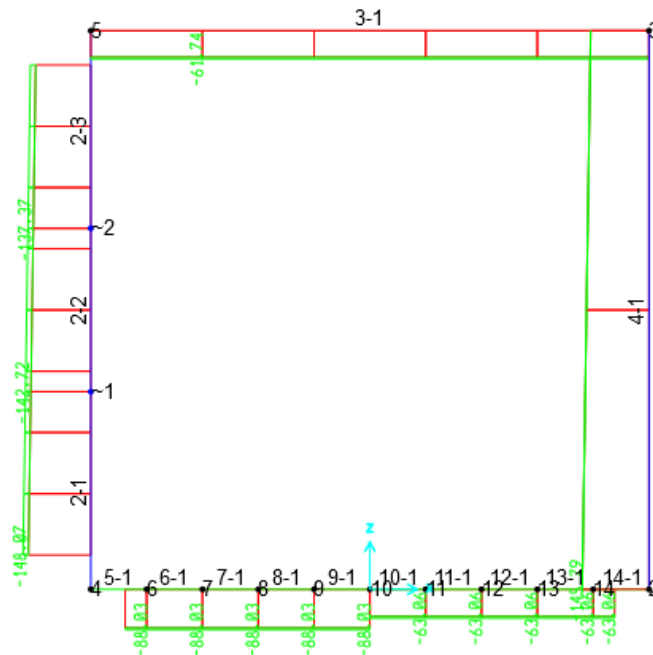


Fig. 12 – Involuppo azioni assiali SLU-SLV



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



**Fig. 14 – Involuppo azioni assiali 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	SLU14-STR2-NL	126.94	52.04	201.49
	campata	SLU01-STR-NL	-5.50	-43.07	-
soletta superiore	nodo piedritto	SLU14-STR-NL	75.16	-64.13	173.54
	campata	SLU14-STR2-NL	69.89	54.49	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU07-STR-NL	192.74	-6.08	99.85
	nodo soletta inf	SLU14-STR2-NL	190.43	56.26	99.85
	nodo soletta sup	SLU14-STR-NL	75.16	64.13	104.36
	nodo soletta sup	SLU07-STR-NL	191.04	-8.15	104.36

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	43 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

SLE RARA				SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
Elemento strutturale	Sezione	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	ID Asta	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	ID Asta	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)
soletta inferiore	nodo piedritto	88.03	30.53	soletta inferiore	83.28	27.50	soletta inferiore	68.31	17.54
	campata	59.09	-16.20		60.93	-14.09		68.31	-9.73
soletta superiore	nodo piedritto	61.74	-40.61	soletta superiore	59.89	-37.38	soletta superiore	52.52	-27.50
	campata	57.77	34.75		56.27	32.16		52.52	23.85
piedritti	nodo soletta inf	140.04	-4.80	piedritti	122.65	-5.20	piedritti	105.59	-5.13
	nodo soletta inf	136.38	33.28		130.69	30.09		97.57	20.64
	nodo soletta sup	61.74	40.61		59.89	37.38		113.75	26.68
	nodo soletta sup	136.60	-3.28		128.64	-4.25		104.60	-6.33

### 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  
 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. β1\*β2: 1.00  
 Coeff. Aderenza differito β1\*β2: 0.50  
 Comb.Rare - Sf Limite: 337.5 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm  
 Altezza: 30.0 cm  
 Barre inferiori: 5Ø20 (15.7 cm<sup>2</sup>)  
 Barre superiori: 5Ø20 (15.7 cm<sup>2</sup>)

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	44 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

Coprif.Inf.(dal baric. barre): 6.0 cm  
 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 [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	126.94	52.04	201.49	0.00
2	-5.50	-43.07	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	88.03	30.53
2	59.09	-16.20

### 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	83.28	27.50 (64.22)
2	60.93	-14.09 (-69.60)

### 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	68.31	17.54 (67.72)
2	68.31	-9.73 (-84.30)

### 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)

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	45 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

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	126.94	52.04	127.18	153.16	2.943	24.5	0.23	0.73	31.4 (4.3)
2	S	-5.50	-43.07	-5.59	-140.40	3.260	5.2	0.22	0.71	31.4 (4.3)

### 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	30.0	-0.00031	24.0	-0.01175	6.0
2	0.00350	0.0	-0.00056	6.0	-0.01275	24.0

### 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 [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	201.49	208.92	24.0	100.0	0.0131	0.04
2	S	0.00	193.69	24.0	100.0	0.0131	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])  
 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	3.16	30.0	0.00	19.9	-65.1	24.0	6.6	663	15.7	22.0
2	S	1.68	0.0	0.00	10.8	-30.8	6.0	6.4	641	15.7	22.0

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	46 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

### 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	-0.00047	0.00024	0.50	0.60	0.000195 (0.000195)	313	0.061 (0.20)	63.67
2	S	-0.00022	0.00013	0.50	0.60	0.000092 (0.000092)	309	0.029 (0.20)	-66.68

### 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	2.85	30.0	0.00	19.8	-57.4	24.0	6.6	659	15.7	22.0
2	S	1.45	0.0	0.00	11.5	-24.0	6.0	6.2	620	15.7	22.0

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00041	0.00021	0.50	0.60	0.000172 (0.000172)	313	0.054 (0.20)	64.22
2	S	-0.00018	0.00011	0.50	0.60	0.000072 (0.000072)	304	0.022 (0.20)	-69.60

### 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	1.81	30.0	0.00	19.0	-32.1	24.0	6.3	634	15.7	22.0
2	S	0.97	0.0	0.00	14.5	-9.7	6.0	5.2	519	15.7	22.0

### 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	0.00014	0.50	0.40	0.000096 (0.000096)	307	0.030 (0.20)	67.72
2	S	-0.00008	0.00007	0.50	0.40	0.000029 (0.000029)	282	0.008 (0.20)	-84.30

## 10.5.2 Verifica soletta superiore

### 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



**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 05 C0 001	A	47 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

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:	30.0	cm
Barre inferiori:	5Ø18	(12.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø18	(12.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.9	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	75.16	-64.13	173.54	0.00
2	69.89	54.49	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	61.74	-40.61
2	57.77	34.75

**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	59.89	-37.38 (-57.71)
2	56.27	32.16 (58.18)



**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	52.52	-27.50 (-58.70)
2	52.52	23.85 (59.68)

**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	75.16	-64.13	75.36	-126.32	1.970	4.9	0.20	0.70	25.4 (4.3)
2	S	69.89	54.49	69.91	125.78	2.308	25.1	0.20	0.70	25.4 (4.3)

**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	0.0	-0.00070	5.9	-0.01364	24.1
2	0.00350	30.0	-0.00071	24.1	-0.01369	5.9

**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	173.54	189.93	24.1	100.0	0.0106	0.03

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	49 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

2 S 0.00 189.29 24.1 100.0 0.0106 0.02

### 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	4.57	0.0	0.00	8.5	-125.4	5.9	7.2	716	12.7	22.1
2	S	3.91	30.0	0.00	21.4	-105.4	24.1	7.1	713	12.7	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	-0.00086	0.00034	0.50	0.60	0.000376 (0.000376)	342	0.129 (0.20)	-57.45
2	S	-0.00073	0.00029	0.50	0.60	0.000316 (0.000316)	341	0.108 (0.20)	57.90

### 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	4.20	0.0	0.00	8.6	-114.2	5.9	7.1	714	12.7	22.1
2	S	3.62	30.0	0.00	21.3	-96.4	24.1	7.1	711	12.7	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	-0.00079	0.00032	0.50	0.60	0.000343 (0.000343)	342	0.117 (0.20)	-57.71
2	S	-0.00067	0.00027	0.50	0.60	0.000289 (0.000289)	341	0.099 (0.20)	58.18

### 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	3.09	0.0	0.00	8.8	-80.7	5.9	7.1	707	12.7	22.1
2	S	2.68	30.0	0.00	21.0	-67.3	24.1	7.0	700	12.7	22.1

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



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

IN – TOMBINI FERROVIARI  RELAZIONE DI CALCOLO IN06C	COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	50 di 71

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00056	0.00023	0.50	0.40	0.000242 (0.000242)	340	0.082 (0.20)	-58.70
2	S	-0.00047	0.00020	0.50	0.40	0.000202 (0.000202)	338	0.068 (0.20)	59.68

### 10.5.3 Verifica piedritti

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

<b>CALCESTRUZZO -</b>	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

<b>ACCIAIO -</b>	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. β1*β2:	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	337.5 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm²)
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm²)
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	192.74	-6.08	99.85	0.00
2	190.43	56.26	99.85	0.00
3	75.16	64.13	104.36	0.00



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

IN – TOMBINI FERROVIARI RELAZIONE DI CALCOLO IN06C	COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	51 di 71

4                      191.04                      -8.15                      104.36                      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	140.04	-4.80
2	136.38	33.28
3	61.74	40.61
4	136.60	-3.28

**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	122.65	-5.20 (0.00)
2	130.69	30.09 (64.92)
3	59.89	37.38 (55.30)
4	128.64	-4.25 (0.00)

**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	105.59	-5.13 (0.00)
2	97.57	20.64 (66.54)
3	113.75	26.68 (64.59)
4	104.60	-6.33 (-285.55)

**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	192.74	-6.08	192.71	-117.20	19.277	5.2	0.22	0.72	20.1 (4.2)
2	S	190.43	56.26	190.21	116.97	2.079	24.9	0.22	0.71	20.1 (4.2)

IN – TOMBINI FERROVIARI  RELAZIONE DI CALCOLO IN06C	COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	52 di 71

3	S	75.16	64.13	75.41	106.05	1.654	25.2	0.21	0.70	20.1 (4.2)
4	S	191.04	-8.15	191.04	-117.04	14.361	5.1	0.22	0.71	20.1 (4.2)

### 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	0.0	-0.00098	6.6	-0.01240	23.4
2	0.00350	30.0	-0.00099	23.4	-0.01242	6.6
3	0.00350	30.0	-0.00130	23.4	-0.01353	6.6
4	0.00350	0.0	-0.00099	6.6	-0.01241	23.4

### 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	99.85	187.67	23.4	100.0	0.0086	0.06
2	S	99.85	187.40	23.4	100.0	0.0086	0.06
3	S	104.36	173.91	23.4	100.0	0.0086	0.03
4	S	104.36	187.47	23.4	100.0	0.0086	0.06

### 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	0.72	0.0	0.13	30.0	3.9	6.6	0.0	716	0.0	0.0
2	S	4.21	30.0	0.00	20.3	-88.5	23.4	6.8	675	10.1	21.7
3	S	5.37	30.0	0.00	22.2	-160.1	23.4	7.4	739	10.1	21.7
4	S	0.61	0.0	0.21	30.0	4.5	6.6	0.0	0	0.0	0.0

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

Ver	Esito verifica
-----	----------------

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	53 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

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	0.00005	0.00001	----	----	----	----	----	0.00
2	S	-0.00066	0.00032	0.50	0.60	0.000266 (0.000266)	380	0.101 (0.20)	63.93
3	S	-0.00114	0.00040	0.50	0.60	0.000480 (0.000480)	397	0.191 (0.20)	55.06
4	S	0.00005	0.00002	----	----	----	----	----	0.00

**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	0.69	0.0	0.05	30.0	2.9	6.6	0.0	714	0.0	0.0
2	S	3.78	30.0	0.00	20.0	-76.6	23.4	6.7	668	10.1	21.7
3	S	4.93	30.0	0.00	22.1	-145.8	23.4	7.4	737	10.1	21.7
4	S	0.65	0.0	0.13	30.0	3.7	6.6	0.0	0	0.0	0.0

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00005	0.00000	----	----	----	----	----	0.00
2	S	-0.00057	0.00028	0.50	0.60	0.000230 (0.000230)	378	0.087 (0.20)	64.92
3	S	-0.00104	0.00037	0.50	0.60	0.000437 (0.000437)	397	0.174 (0.20)	55.30
4	S	0.00005	0.00001	----	----	----	----	----	0.00

**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	0.63	0.0	0.01	30.0	2.2	6.6	0.0	707	0.0	0.0
2	S	2.57	30.0	0.00	19.7	-48.9	23.4	6.6	656	10.1	21.7
3	S	3.36	30.0	0.00	20.1	-68.9	23.4	6.7	670	10.1	21.7
4	S	0.70	0.0	0.00	27.3	1.4	6.6	1.1	105	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	0.00005	0.00000	----	----	----	----	----	0.00
2	S	-0.00037	0.00019	0.50	0.40	0.000147 (0.000147)	375	0.055 (0.20)	66.54
3	S	-0.00051	0.00025	0.50	0.40	0.000207 (0.000207)	379	0.078 (0.20)	64.59
4	S	-0.00001	0.00005	0.50	0.40	0.000004 (0.000004)	226	0.001 (0.20)	-285.55

**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 <sub>max</sub>	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	T <sub>max</sub> (kN)
soletta inferiore	nodo piedritto	SLU16-SIS2-NL	121.96	59.79	130.17
	campata	SLU16-SIS-NL	38.619	-27.1604	-
soletta superiore	nodo piedritto	SLU16-SIS-NL	78.23	-60.93	119.05
	campata	SLU16-SIS2-NL	56.71	33.51	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU17-SIS2-NL	78.37	-17.53	100.03
	nodo soletta inf	SLU16-SIS-NL	167.90	58.48	100.03
	nodo soletta sup	SLU16-SIS-NL	78.23	60.93	74.01
	nodo soletta sup	SLU17-SIS-NL	141.29	-6.54	74.01

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

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	55 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

Coprif.Inf.(dal baric. barre): 6.0 cm  
 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 [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	121.96	59.79	130.17	0.00
2	38.62	-27.16	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  $\geq 1.000$   
 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	121.96	59.79	122.26	141.98	2.375	21.8	0.34	0.87	15.7 (4.3)
2	S	38.62	-27.16	38.72	-133.24	4.906	7.8	0.33	0.85	15.7 (4.3)

### 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	0.00102	30.0	0.00027	24.0	-0.00196	6.0
2	0.00094	0.0	0.00022	6.0	-0.00196	24.0

### 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 [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]



IN – TOMBINI FERROVIARI  RELAZIONE DI CALCOLO IN06C	COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	56 di 71

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	130.17	168.37	24.0	100.0	0.0065	0.04
2	S	0.00	158.37	24.0	100.0	0.0065	0.01

### 10.6.2 Verifica soletta superiore

#### 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:	30.0	cm
Barre inferiori:	5Ø18	(12.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø18	(12.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.9	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	78.23	-60.93	119.05	0.00
2	56.71	33.51	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 $\geq 1.000$
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	78.23	-60.93	78.28	-115.15	1.890	7.5	0.31	0.83	12.7 (4.3)
2	S	56.71	33.51	56.84	112.84	3.367	22.6	0.31	0.82	12.7 (4.3)

### 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	0.00088	0.0	0.00019	5.9	-0.00196	24.1
2	0.00086	30.0	0.00017	24.1	-0.00196	5.9

### 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	119.05	152.99	24.1	100.0	0.0053	0.03
2	S	0.00	150.39	24.1	100.0	0.0053	0.02

### 10.6.3 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



**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 05 C0 001	A	58 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

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: 30.0 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	78.37	-17.53	100.03	0.00
2	167.90	58.48	100.03	0.00
3	78.23	60.93	74.01	0.00
4	141.29	-6.54	74.01	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	78.37	-17.53	78.48	-92.11	5.255	6.9	0.30	0.81	10.1 (4.2)
2	S	167.90	58.48	168.09	101.86	1.742	22.6	0.32	0.84	10.1 (4.2)
3	S	78.23	60.93	78.48	92.11	1.512	23.1	0.30	0.81	10.1 (4.2)

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	59 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

4 S 141.29 -6.54 141.22 -98.97 15.134 7.3 0.31 0.83 10.1 (4.2)

### 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	0.00082	0.0	0.00004	6.6	-0.00196	23.4
2	0.00091	30.0	0.00010	23.4	-0.00196	6.6
3	0.00082	30.0	0.00004	23.4	-0.00196	6.6
4	0.00089	0.0	0.00008	6.6	-0.00196	23.4

### 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	100.03	140.22	23.4	100.0	0.0043	0.03
2	S	100.03	150.70	23.4	100.0	0.0043	0.06
3	S	74.01	140.21	23.4	100.0	0.0043	0.03
4	S	74.01	147.59	23.4	100.0	0.0043	0.05

## 10.7 TABELLA RIASSUNTIVA ARMATURE

ARMATURA			
soletta inferiore	nodo piedritto	Ø20/20 inf Ø20/20 sup	
	campata	Ø20/20 inf Ø20/20 sup	
soletta superiore	nodo piedritto	Ø18/20 inf Ø18/20 sup	
	campata	Ø18/20 inf Ø18/20 sup	
piedritti	nodo soletta inf	Ø16/20 ext Ø16/20 int	spille 9Ø8 m <sup>2</sup>
	nodo soletta sup	Ø16/20 ext Ø16/20 int	spille 9Ø8 m <sup>2</sup>

### 10.8 TABELLA INCIDENZA ARMATURE

INCIDENZA (kg/m <sup>3</sup> )	
soletta inferiore	<b>140</b>
soletta superiore	<b>110</b>
piedritti	<b>100</b>

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 500% 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)
SLU03-STR-NL	504.20	86.39	76.00
SLU17-STR-NL	298.39	140.98	81.90

#### 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)

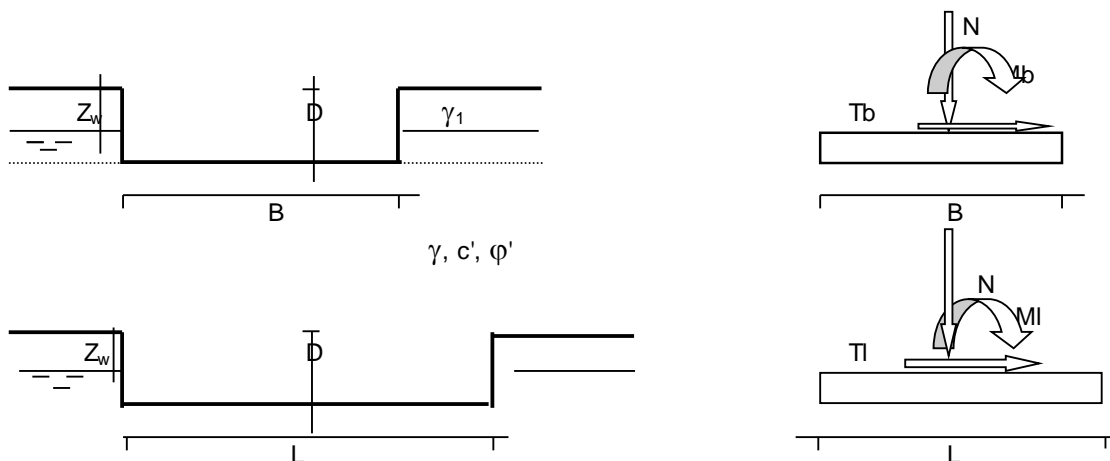
e<sub>L</sub> = Eccentricità in direzione L (e<sub>L</sub> = Ml/N) (per fondazione nastriforme e<sub>L</sub> = 0; L\* = L)

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 = 3.04 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 0.30 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	504.20		504.20
Mb [kNm]	86.39		86.39
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	76.00		76.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	76.00	0.00	76.00

*Peso unità di volume del terreno*

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

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 100.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 43.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 100.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 43.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 100.00$  (m)

$e_B = 0.17$  (m)  
 $e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 2.70$  (m)  
 $L^* = 1.00$  (m)

IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	63 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 7.20 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

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

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

$$N_q = 99.01$$

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

$$N_c = 105.11$$

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

$$N_\gamma = 186.53$$

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

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

$$s_c = 1.35$$

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

$$s_q = 1.35$$

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

$$s_\gamma = 0.85$$



IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	64 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.73 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.27 \quad m = 1.73 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta) \text{ in tutti gli altri casi)}$$

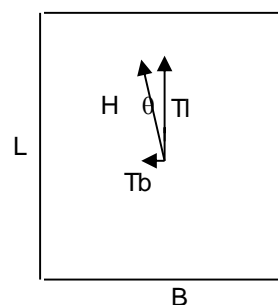
$$i_q = 0.84$$

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

$$i_c = 0.84$$

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

$$i_\gamma = 0.76$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.06$$

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

$$d_c = 1.06$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : 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 05 C0 001	A	65 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

**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**

$$q_{lim} = 14871.60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 186.93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 6465.91 \geq q = 186.93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 76.00 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

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

$$S_d = 739.91 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 672.65 \geq H_d = 76.00 \quad (\text{kN})$$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.



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

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	66 di 71

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

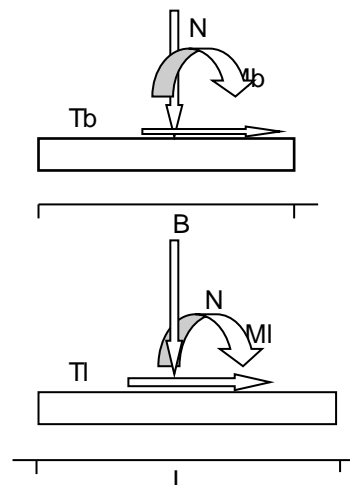
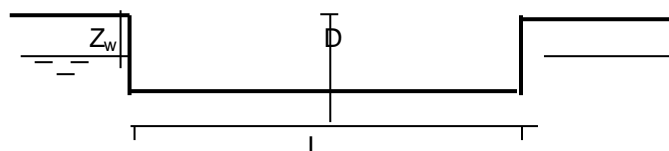
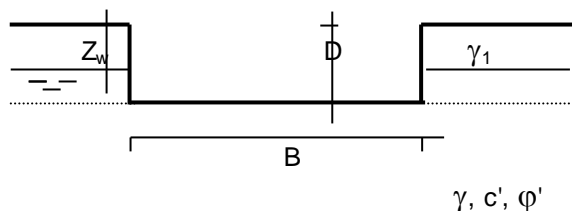
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = 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	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 3.04 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 0.30 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	298.39		298.39
Mb [kNm]	140.39		140.39
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	81.90		81.90
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	81.90	0.00	81.90

*Peso unità di volume del terreno*

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

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 100.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 43.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 100.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 43.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 100.00$  (m)

$e_B = 0.47$  (m)  
 $e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 2.10$  (m)  
 $L^* = 1.00$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

q = 7.20 (kN/mq)

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

$\gamma = 24.00$  (kN/mc)

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	69 di 71

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

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

$$Nq = 99.01$$

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

$$Nc = 105.11$$

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

$$Ny = 186.53$$

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

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

$$s_c = 1.45$$

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

$$s_q = 1.44$$

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

$$s_\gamma = 0.81$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.68 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.32 \quad m = 1.68 \quad (-)$$

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

(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)

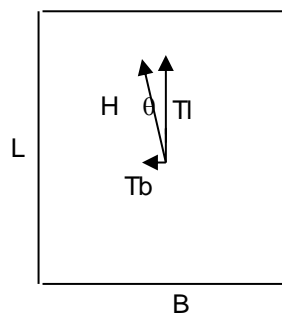
$$i_q = 0.75$$

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

$$i_c = 0.75$$

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

$$i_\gamma = 0.63$$



IN – TOMBINI FERROVIARI

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	70 di 71

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

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

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

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

$$d_q = 1.06$$

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

$$d_c = 1.06$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 14027.51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

IN – TOMBINI FERROVIARI

RELAZIONE DI CALCOLO IN06C

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	IN 05 C0 001	A	71 di 71

**Pressione massima agente**

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

$$q = 142.16 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 6098.92 \geq q = 142.16 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 81.90 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

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

$$S_d = 488.15 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 443.77 \geq H_d = 81.90 \quad (\text{kN})$$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.