

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

NI - TOMBINI STRADALI

NI01

RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE 2.0X2.5 DOPPIA CANNA

SCALA:

-

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

IADR 00 D 29 CL NI0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione PD per A.I.	A. Polastri	Sett.2023	A. Benenato	Sett.2023	G. Dimaggio	Sett.2023	F. Arduinii Sett.2023

ITALFERR S.p.A.
Ingegneria
Dipartimento Centro
Dipartimento Est-Adriatico
Dipartimento Nord-Ovest
Dipartimento Sud-Ovest
Dipartimento Sud-Est
Dipartimento Roma

File: IADR00D29CLNI0100001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.2	ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA.....	8
4	SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI	9
5	CRITERI DI VERIFICA	10
5.1	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMO	10
5.1.1	<i>Verifica di resistenza a sforzo normale</i>	<i>10</i>
5.1.2	<i>Verifica di resistenza a taglio.....</i>	<i>10</i>
5.2	CRITERI DI VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	12
5.2.1	<i>Criteria di verifica a fessurazione delle sezioni in C.A.</i>	<i>12</i>
5.2.2	<i>Criteria di verifica per le tensioni di esercizio</i>	<i>13</i>
6	SISMICITÀ	13
7	COMBINAZIONI	20
8	MODELLO DI CALCOLO	24
8.1	ANALISI DEI CARICHI.....	24
8.2	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	35
8.3	VERIFICHE	37
9	INCIDENZE.....	49
10	VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONE	49

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 preliminare della “Variante di tracciato tra Palese e Santo Spirito” 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. siglano un “Protocollo d’Intesa per il riassetto del nodo di Bari” finalizzato alla individuazione delle più efficaci soluzioni trasportistiche per rispondere 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.

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

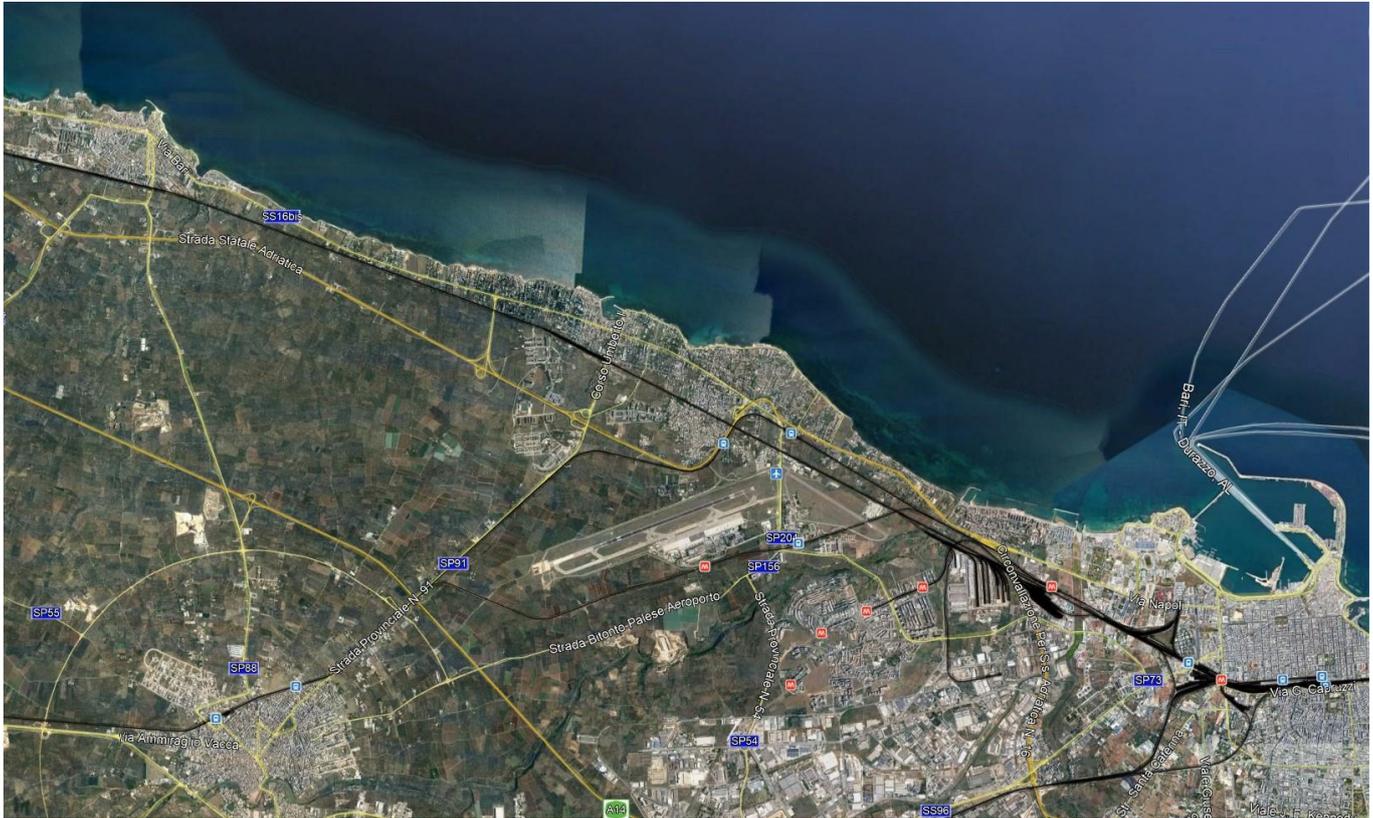


Figura 1 – Inquadramento area d'intervento

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

Dopo circa 4,8 km di tracciato a cielo aperto in trincea profonda viene realizzato il nuovo impianto di stazione di S.Spirito – Palese, 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 in direzione 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 il sottoattraversamento di strada di Torre Bregnoia e della linea ferroviaria Bari-Bitonto via Palese, gestita dalle Ferrovie del Nord Barese.

Dopo aver sotto-attraversato 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 Wojtyła" 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 al sedime della linea storica in corrispondenza del km 642+537.

Nel seguito si analizzeranno i criteri di dimensionamento e verifica, coerenti con le normative attualmente vigenti, relativi al tombino NI01, con sezione scatolare del tipo 2x2.5 doppia canna, che sottopassa il ramo Nord della nuova viabilità NV05.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e le relative specifiche ferroviarie (cfr par. 3.1.2)

- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni sismiche;
- azioni variabili da traffico ferroviario, traffico stradale, ambientali, etc...

In relazione alla Vita Nominale e Classe d'Uso, essendo l'opera di scavalco della linea ferroviaria si è adottato VN=75 anni e classe d'uso IV (cu=2).

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- [1]. Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.
- [2]. D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [3]. CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [4]. RFI DTC SICS MA IFS 001 F – Revisione F del Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [5]. RFI DTC SICS SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [6]. Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [7]. Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [8]. Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per gli elementi strutturali:

Classe	C32/40	N/mm ²	
$R_{ck} =$	40	N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	32	N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40	N/mm ²	Resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.38 f_{ck}^{(2/3)} =$	3.02	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} =$	2.12	N/mm ²	Resistenza caratteristica a trazione
$E_c =$	33346	N/mm ²	Modulo elastico
$\gamma =$	25	kN/m ³	Peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$\gamma_c =$	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c =$	18.1	N/mm ²	Resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.4	N/mm ²	Resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.55 f_{ck}$	17.60	N/mm ²	Tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,r} = 0.4 f_{ck}$	12.8	N/mm ²	Tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52	N/mm ²	Tensione limite di fessurazione (trazione)

Dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione;

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica;

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm²) = Resistenza cilindrica media a compressione;

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α_{cc} (t > 28gg) = 0.85;

$\gamma_c = 1.5$;

f_{cd} = Resistenza di calcolo a compressione.

3.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC18 (Rif.[2]), per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

Resistenza a trazione – compressione:

$f_{tk} = 540$ N/mm² = Resistenza caratteristica di rottura;

$f_{yk} = 450$ N/mm² = Resistenza caratteristica a snervamento;

$f_{yd} = 391.3$ N/mm² = Resistenza di calcolo.

dove

$\gamma_s = 1.15$ = Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

Modulo Elastico

$E_s = 210000$ N/mm²

4 SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI

Per le analisi d'interazione terreno-struttura in direzione verticale, trattandosi di uno studio tipologico, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

$$K_w = \frac{Eed}{B}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno (assunto pari a $E_0/5$, dove E_0 è il modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni);

B = larghezza della fondazione.

Dal profilo geotecnico nell'area dell'opera in oggetto e, tenuto conto delle caratteristiche geometriche del manufatto, si evince che:

E = 200 MPa;

B = 5 m;

$k_w = 5385 \text{ kN/m/m}^2$.

5 CRITERI DI VERIFICA

Il metodo di verifica adottato è quello agli Stati Limite Ultimo (SLU-SLV) ed agli Stati Limite di Esercizio (SLE), secondo quanto previsto dal D.M. del 17 gennaio 2018.

5.1 Criteri di verifica agli stati limite ultimo

5.1.1 Verifica di resistenza a sforzo normale

Allo Stato Limite Ultimo le verifiche per tensioni normali vengono condotte confrontando per ogni sezione le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza secondo la nota relazione:

$$M_{Rd}(N_{sd}) \geq M_{sd}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.1.2 Verifica di resistenza a taglio

In assenza di armature trasversali a taglio, la verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio è condotta secondo le relazioni:

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

$$V_{Rd} = \max\left\{\left[0.18 \cdot k \cdot (\rho_l \cdot 100 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d; (v_{cp_{min}} \cdot 0_w)\right\}$$

con:

- f_{ck} espresso in MPa;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$

$$v_{3/2} / 2_{ck}^{1/2} \min$$

e dove:

- b_w è larghezza minima della sezione (in mm);
- d è altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ è il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;
- $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione (≤ 0.2).

Le suddette relazioni non sono valide in presenza di significativi sforzi di trazione. In tal caso, occorre disporre idonea armatura trasversale a taglio e le verifiche sono condotte secondo le relazioni:

$$V_{Rd} \geq V_{ed}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad (\text{taglio trazione})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v_{fcd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (\text{taglio compressione})$$

dove:

- θ è l'inclinazione dei puntoni compressi in cls rispetto asse trave ()
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è il passo delle armature trasversali;

- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

- νf_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del cls d'anima ()

$$- \alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrature non compresse} \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25f_{cd} \\ 1.25 & \text{per } 0.25f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0.5f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{per } 0.5f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases} \quad \text{è un coefficiente maggiorativo}$$

5.2 Criteri di verifica allo stato limite di esercizio

5.2.1 Criteri di verifica a fessurazione delle sezioni in C.A.

La normativa vigente prevede, per la verifica, in ordine di severità decrescente i seguenti stati limite:

Stato limite di decompressione: la tensione normale è ovunque nella sezione di compressione ed al più uguale a 0.

Stato limite di formazione delle fessure: la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è pari a $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$

Stato limite di apertura delle fessure: il valore della dimensione delle fessure è pari ad uno dei seguenti valori nominali

$$w_1 = 0.2\text{mm} \quad w_2 = 0.3\text{mm} \quad w_3 = 0.4\text{mm}$$

Lo stato di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

L'ampiezza caratteristica è calcolata come il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura per la distanza media tra le fessure

$$w_k = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} devono essere utilizzati criteri riportati in documenti di comprovata validità. Nel caso specifico si rimanda al punto 7.8-EC2.

Nella revisione E del Manuale di Progettazione (Rif.[4]) è imposto il limite $w_1 = 0.2\text{mm}$ per le opere a permanente contatto con il terreno. Si specifica dunque che, a differenza delle NTC18, lo SL in esame è da effettuarsi con la combinazione RARA.

5.2.2 Criteri di verifica per le tensioni di esercizio

Le verifiche tensionali agli stati limite di esercizio consistono nel controllare che, per le combinazioni caratteristiche (rare) e quasi permanenti delle azioni, le tensioni nel calcestruzzo e nelle armature, valutate adottando una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare, siano contenute nei limiti di seguito indicati:

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

$$\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

Tensione massima dell'acciaio nelle condizioni di esercizio

$$\sigma_s = 0.75 \cdot f_{yk} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

6 SISMICITÀ

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è 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 senza alcun intervento di manutenzione straordinaria. Le strutture in oggetto avranno **Vita Nominale $V_N = 75$ anni**.

Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la struttura in progetto si considera una **classe d'uso IV** con coefficiente d'uso **C_U=2**

Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 2.0 = 150 \text{ anni}$$

Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Tabella 1: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

	STATO LIMITE	P_{VR}: probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%

SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%
---	----

da cui si ottengono i seguenti valori di T_R :

Tabella 2: Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	45
	SLD	50
SLU	SLV	475
	SLC	975

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 150$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 475$ anni.

Categorie di Sottosuolo

I terreni di progetto sono stati assunti come appartenenti a terreni di **Categoria E**.

Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Tabella 3: Classificazione topografica superfici

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
-----------	--

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nelle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_s \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti che sono riportati di seguito:

Tabella 4: Espressioni per S_s e C_C

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$

E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$
---	---	------------------------------

Tabella 5: Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica ST

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S _T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Parametri per Azione sismica

Latitudine = 41.151884°
 Longitudine = 16.738993°

VN	75	vita nominale opera
Cu	2	coefficiente d'uso
VR	150	periodo di riferimento
T_R	90	SLO
T_R	151	SLD
T_R	1424	SLV
T_R	2475	SLC
CAT.	E	categoria sottosuolo
CAT.	T1	categoria topografica

Comportamento strutturale

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.



**ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO DELLA LINEA
FERROVIARIA BARLETTA - CANOSA**

RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE 2.0X2.5 DOPPIA CANNA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	NI 01 00 001	A	19 di 53

Nel caso in esame, vista la tipologia della struttura si ritiene ragionevole considerare un comportamento strutturale non dissipativo e quindi adottare, a favore di sicurezza, un coefficiente di struttura **q=1**.

7 COMBINAZIONI

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

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

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

SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

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

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

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

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

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

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

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

Frequente) $G1 + G2 + \sum_i \psi_{1i} Q_{ki}$

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

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

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

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

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

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

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

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 6 e Tabella 6Tabella 7.

Tabella 6: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 7: Coefficienti parziali per le azioni variabili da traffico o per l'effetto delle azioni variabili da traffico

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono indicati nella Tabella 8.

Tabella 8: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 9: Coefficienti di combinazione ψ delle azioni variabili

Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Tabella 10: Coefficienti di combinazione ψ delle azioni variabili da traffico

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.



**ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO DELLA LINEA
FERROVIARIA BARLETTA - CANOSA**

RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE 2.0X2.5 DOPPIA CANNA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	NI 01 00 001	A	23 di 53

Si specifica che è stata considerata la condizione relativa alla spinta sbilanciata, considerando il carico da traffico stradale agente solamente su metà scatolare.

8 MODELLO DI CALCOLO

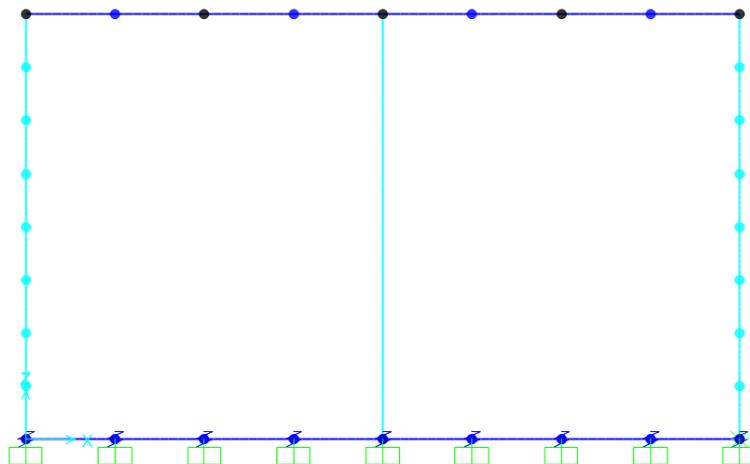
Come modello di calcolo, (si vedano le figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.15.2.1 (Computers and Structures®).

La mesh (si vedano le figure seguenti) è composta da 4 beam elements e da 4 nodi. Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

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

- una sezione rettangolare $b \times h = 1 \times 0.5$ m per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 1 \times 0.5$ m per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 1 \times 0.5$ m per i piedritti

Lo schema statico della struttura è riportato di seguito.



8.1 Analisi dei carichi

1. Peso proprio – PP

Il peso proprio G1 delle solette e dei piedritti è stato considerato ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a 25.00kN/m^3 . Tale valore, per ogni elemento strutturale, è calcolato automaticamente dal software di calcolo utilizzato.

2. Sovraccarico permanente - PERM

Sul solettone superiore si assume uno spessore di ricoprimento di 1.5 m con peso per unità di volume pari a 24.0kN/m^3 . Lo spessore assunto è giustificato dal fatto che si tratta di uno studio tipologico.

3. Sovraccarico pavimentazione stradale - B

Sul solettone superiore si considera uno spessore della pavimentazione stradale di 0.09 m con peso per unità di volume pari a 24.0kN/m^3

4. Spinta del terreno - So

Tale azione riguarda la spinta totale laterale in condizioni a riposo. La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con riferimento al solo strato di terra che interessa l'intera struttura, ponendo la coesione c' nulla a favore di sicurezza. Si adotta pertanto:

Caratteristiche Meccaniche Terreno

Terreno ai lati dello scatolare

peso per unità di volume	γ	19	kN/m^3
angolo d'attrito	φ	35	$^\circ$
ko	ko	0.426	-

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

Testa piedritto

profondità da p.c.	z	1.84	m
Pressione	$p_h =$	14.91	kN/m^2

Base piedritto

profondità da p.c.	z	4.34	m
Pressione	$p_h =$	35.16	kN/m^2

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

Forza aggiuntiva su mezzo solettone

Spinta sol.sup.	z	1.715	m
	$p_h=$	13.9	kN/m ²
	$F_{20}, F_{24}=$	1.74	kN
Spinta sol.inf.	z	4.465	m
	$p_h=$	36.2	kN/m ²
	$F_1, F_{13}=$	9.04	kN

5. Spinta della pavimentazione- Sb

La spinta della pavimentazione viene considerata in regime di spinta a riposo con riferimento al solo strato di terra che interessa l'intera struttura, come da relazione geotecnica. Si adotta pertanto una distribuzione uniforme di intensità pari a:

$$p_b = 10.66 \text{ kN/m}^2$$

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

6. Carichi accidentali

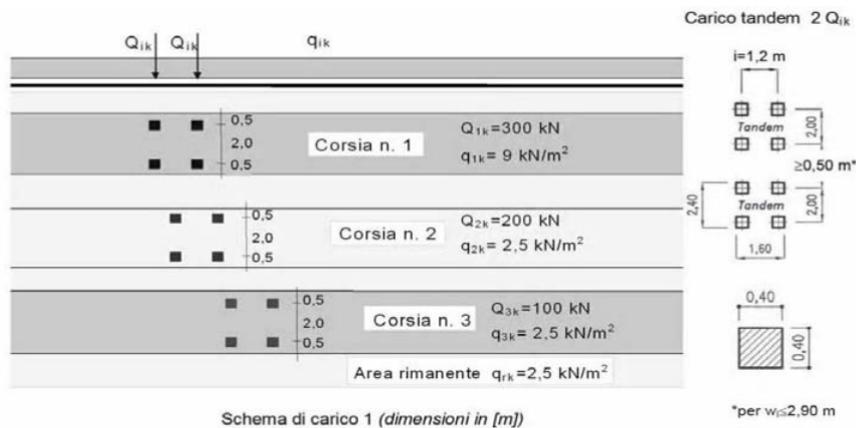
Le azioni considerate, prodotte dal traffico stradale, sono le seguenti:

- Carichi variabili verticali sulla soletta superiore,
- Spinte laterali sui piedritti date dai carichi variabili,
- Azioni di frenatura.

Per il calcolo del traffico si fa riferimento alle prescrizioni 5.1.3.3 del DM18. I carichi variabili da traffico sono definiti secondo degli Schemi di Carico descritti nel 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali. Per

determinare le larghezze w_1 delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa si è fatto riferimento alla tabella 5.1.I del DM18.

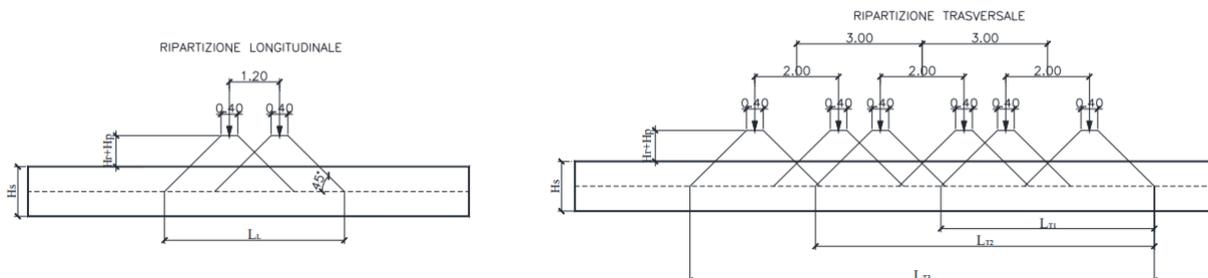
Lo schema di carico adottato è lo schema 1, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti, come mostrato in figura.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

La ripartizione dei carichi si effettua considerando il carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0.4 m.



Si ipotizza che i carichi tandem siano applicati su un impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.6 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Tali carichi vengono posizionati ortogonalmente all'asse del tombino e

vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 45° all'interno della pavimentazione e della soletta superiore e di 35° all'interno del rilevato.

Si definiscono le dimensioni dell'area di diffusione del carico tandem:

Si procede al calcolo dei carichi per metro lineare riferiti al baricentro della soletta per i diversi treni di carico. Si considera una larghezza di ripartizione trasversale e longitudinale come descritto nelle figure precedenti; risulta pertanto:

$$q_{1k} = \frac{600}{L_L \times L_T}$$

$$q_{1k} \quad 30.14 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{12k} \quad 44.73 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{123k} \quad 118.60 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del carico distribuito è pari, per la corsia n°1, a 9.0 kN/mq.

7. Azioni climatiche

a. **Azioni termiche uniformi - DTu**

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a $\Delta t = \pm 15^\circ \text{ C}$, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$, ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t = \pm 5^\circ \text{ C}$.

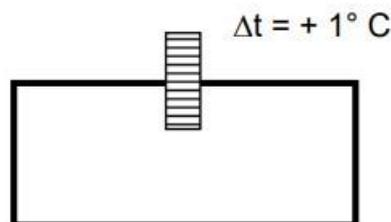


Figura 8-1 Azione elementare trasversale

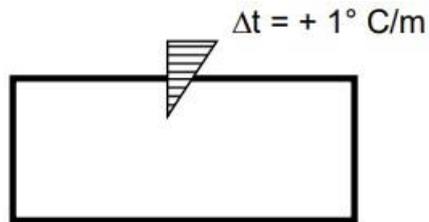


Figura 8-2 Azione elementare trasversale differenziale

8. Ritiro - R

Si considera una variazione termica uniforme equivalente $DT = -11.03^\circ \text{C}$ sulla soletta superiore. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni nell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e D.M.17-01-2018.

Cls a t=0

f_{ck}	30.71	MPa
f_{cm}	38.71	MPa
α	0.00001	
E_{cm}	33019	MPa
cls tipo	R	
k=	1	coeff. di correzione di E_{cm}
E_{cm}	33019	MPa

Tempo e ambiente

t_s	2	gg	età del cls in gg, all'inizio del ritiro per essiccamento
$t_{o,T}$	2	gg	età del cls in gg, al momento del carico
t	25550	gg	età del cls in gg
A_c	1100000	mm ²	sezione dell'elemento
u	1000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0=2A_c/u$	2200	mm	dimensione fitizia dell'elemento di cls
RH	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità $\varphi(t, t_0)$ e modulo elastico E_{ct} a tempo "t"

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) = 2.026$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) = 2.061 \quad \text{coefficiente nominale di viscosità}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_1 = 1.175558 \quad \text{coefficiente che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.932 \quad \text{coeff. per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.980 \quad \text{coeff. per la resistenza del cls}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.700 \quad \text{coeff. che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_{0,T}^{0.2})} = 0.649 \quad \text{coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo}$$

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha = 6.19$$

$$\alpha = 1 \quad \text{coeff. Tipo cemento}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} = 0.983 \quad \text{coeff. per la variabilità di viscosità nel tempo}$$

$$\beta_H = \begin{cases} 1.5 \left[1 + (0.012RH)^{1.8} \right] h_0 + 250 \leq 1500 & \text{per } f_{cm} > 35 \\ 1.5 \left[1 + (0.012RH)^{1.8} \right] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \end{cases} = 1500.0 \quad \text{coeff. dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.951$$

Modulo Elastico al tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = 10910 \text{ MPa}$$

Deformazioni Ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t, t_0) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.00032 \quad \text{deformazione di ritiro}$$

$$\varepsilon_{cd}(t, t_0) = \beta_{ds}(t, t_s) K_h \varepsilon_{cd,0} = 0.00026 \quad \text{deformazione dovuta al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt[3]{h_0^3}} \right] = 0.861$$

$$k_h = 0.7 \quad \text{parametro che dipende da } h_0$$

$h_0(\text{mm})$	k_h
100	1
200	0.85
300	0.75
=>500	0.7

$h_0(\text{mm})$	m	q	kh
	-0.0015	1.15	
	-0.001	1.05	
	-0.00025	0.825	
2200	0	0.7	0.7

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

$$\varepsilon_{cd} = 0.85 \left[(220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) 10^{-6} \beta_{RH} \right] = 0.00044$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \right] = 0.89609$$

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

$$RH_0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \quad \text{coeff. Tipo cemento}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \quad \text{coeff. Tipo cemento}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca\infty} = 5.18E-05$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1.0$$

$$\varepsilon_{ca\infty} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 5.18E-05$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti di ritiro

$$\Delta T_{ritiro} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi_0(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.03 \text{ } ^\circ\text{C}$$

9. Spinta delle terre in fase sismica – Se

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 17.01.18), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato attraverso la trattazione di WOOD valida per pareti che accettano piccoli spostamenti:

$$P_d = S_{ag/g} \gamma h_{tot}^2$$

e va a sommarsi alle condizioni statiche valutate in condizioni di spinta a riposo. Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con "htot" altezza dal piano di progetto alla fondazione dello scatolare e h_{scat} l'altezza dello scatolare. Essendo "Pd" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

$$\Delta p = (a_g/g) S_r S_s \gamma H = 5.99 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Wood} \quad \text{SLD}$$

$$\Delta p = (a_g/g) S_r S_s \gamma H = 16.99 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Wood} \quad \text{SLV}$$

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

Forza aggiuntiva su mezzo solettone

Spinta sol.sup.

$$F_b = 1.50 \text{ kN} \quad \text{SLD}$$

Spinta sol.sup.

$$F_b = 4.25 \text{ kN} \quad \text{SLV}$$

Spinta sol.inf.

$$F_b = 1.50 \text{ kN} \quad \text{SLD}$$

Spinta sol.inf.

$$F_b = 4.25 \text{ kN} \quad \text{SLV}$$

10. Forze sismiche orizzontali

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti ed applicate nei rispettivi baricentri.

Forze d'inerzia Orizzontali sullo scatolare SLD

Forze d'inerzia
Orizzontali sullo
scatolare SLD

$$F_{o,pav+ricoprimento} = \pm 4.04 \quad \text{kN/m1}$$

$$F_{o,veicoli} = \pm 13.40 \quad \text{kN/m2}$$

$$F_{o,soletta.inf} = \pm 1.31 \quad \text{kN/m1}$$

$$F_{o,soletta.sup} = \pm 1.31 \quad \text{kN/m2}$$

Forze d'inerzia Orizzontali sullo scatolare SLV

Forze d'inerzia
Orizzontali sullo
scatolare SLV

$$F_{o,pav+ricoprimento} = \pm 11.48 \quad \text{kN/m2}$$

$$F_{o,veicoli} = \pm 38.03 \quad \text{kN/m2}$$

$$F_{o,soletta.inf} = \pm 3.73 \quad \text{kN/m2}$$

$$F_{o,soletta.sup} = \pm 3.73 \quad \text{kN/m2}$$

11. Forze sismiche verticali

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso.

Forze d'inerzia Verticali SLD

$$F_{o,veicoli} = \pm 6.70 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{o,pav+ricoprimento} = \pm 2.02 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{v,soletta inf} = \pm 0.00 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{v,soletta sup} = \pm 0.66 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{v,soletta sup tot} = \pm 4.02 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{v,piedritto} = \pm 0.66 \quad \text{kN/m}^2$$

Forze d'inerzia Verticali

SLV

$$F_{o,veicoli} = \pm 19.02 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{o,pav+ricoprimento} = \pm 11.48 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{v,soletta inf} = \pm 0.00 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{v,soletta sup} = \pm 1.86 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{v,soletta sup tot} = \pm 17.14 \quad \text{kN/m}^2$$

$$F_{v,piedritto} = \pm 1.86 \quad \text{kN/m}^2$$

12. Carichi elementari

PP

PESO PROPRIO

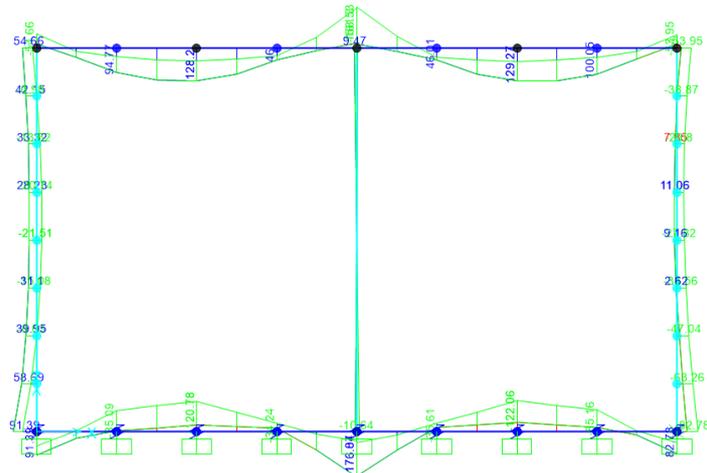
PERM	CARICHI PERMAMENTI (ricoprimento)
B	PAVIMENTAZIONE STRADALE
So	SPINTA DEL TERRENO A RIPOSO SU PIEDRITTI
Sb	SPINTA DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE SU PIEDRITTI
ACC1-ACC2	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO SU OPERA
ACC3	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO
Sq	SPINTA CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO SU PIEDRITTI
TF-TU	VARIAZIONI TERMICHE (ΔT_u)
RITIRO	RITIRO
SeSX	SOVRASPINTE SISMICHE (terre, falda)
H-INERZIE	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
V-INERZIE	AZIONI SISMICHE VERTICALI

8.2 Diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione

Si riportano, di seguito, i diagrammi di involuppo delle caratteristiche di sollecitazione dei diversi elementi strutturali, per le combinazioni SLU, rimandando al paragrafo successivo per il dettaglio delle sollecitazioni di progetto delle sezioni più sollecitate.

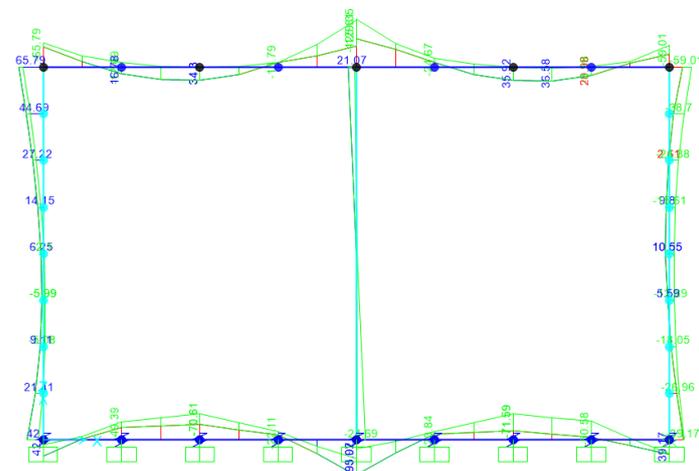
COMBINAZIONE SLU

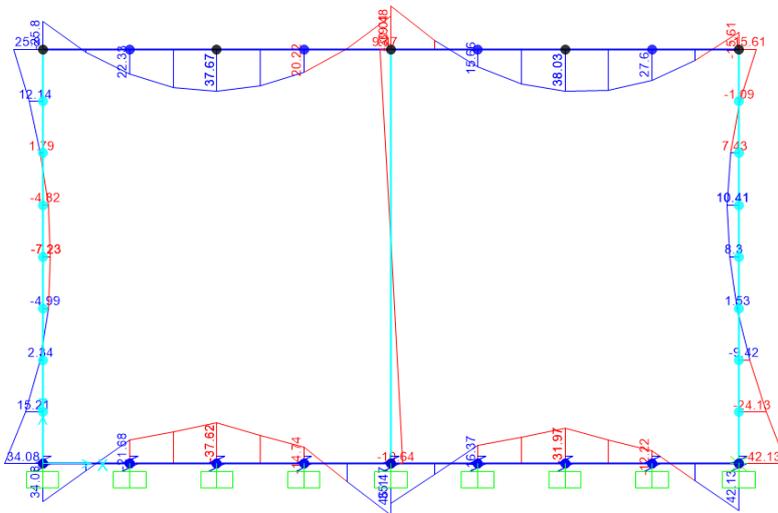
Momento Flettente



COMBINAZIONE SIS

Momento Flettente



COMBINAZIONE SLE
Momento Flettente


Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	1.25	SLU	Combination	Max	23.272	45.429	0	0	0	134.7735
3	1.25	SLU	Combination	Max	-0.728	45.429	0	0	0	134.7735
3	1.25	SLU	Combination	Min	21.245	-5.476	0	0	0	58.3736
3	1.25	SLU	Combination	Min	-14.655	-5.476	0	0	0	58.3736
3	1.25	SIS	Combination	Max	1.977	25.381	0	0	0	40.5747
3	1.25	SIS	Combination	Max	-17.023	25.381	0	0	0	40.5747
3	1.25	SIS	Combination	Min	1.737	19.687	0	0	0	7.7835
3	1.25	SIS	Combination	Min	-31.023	19.687	0	0	0	7.7835
3	1.25	SLE R	Combination		18.629	28.901	0	0	0	94.8576
3	1.25	SLE R	Combination		-7.371	28.901	0	0	0	94.8576
3	1.25	SLE F	Combination		17.144	24.676	0	0	0	79.6741
3	1.25	SLE F	Combination		-8.356	24.676	0	0	0	79.6741
3	1.25	SLE QP	Combination		18.217	10.124	0	0	0	45.233
3	1.25	SLE QP	Combination		-5.783	10.124	0	0	0	45.233
3	1.25	SLU_A2+M2	Combination	Max	-21.191	37.313	0	0	0	116.2931
3	1.25	SLU_A2+M2	Combination	Max	24.94	37.313	0	0	0	116.2931
3	1.25	SLU_A2+M2	Combination	Min	-23.083	2.744	0	0	0	55.286
3	1.25	SLU_A2+M2	Combination	Min	19.117	2.744	0	0	0	55.286

Sollecitazioni agenti nella soletta superiore

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	2.5	SLU	Combination	Max	-86.037	-25.129	0	0	0	47.3892
4	2.5	SLU	Combination	Min	-323.093	-27.555	0	0	0	-9.4158
4	2.5	SIS	Combination	Max	-78.962	-48.214	0	0	0	52.9995
4	2.5	SIS	Combination	Min	-170.463	-59.785	0	0	0	48.7873
4	2.5	SLE R	Combination		-229.782	-32.366	0	0	0	36.0683
4	2.5	SLE F	Combination		-195.194	-33.808	0	0	0	33.0801
4	2.5	SLE QP	Combination		-93.307	-32.611	0	0	0	15.3522
4	2.5	SLU_A2+M2	Combination	Max	-92.077	-33.315	0	0	0	46.0417
4	2.5	SLU_A2+M2	Combination	Min	-277.295	-37.182	0	0	0	5.4132

Sollecitazioni alla testa del piedritto

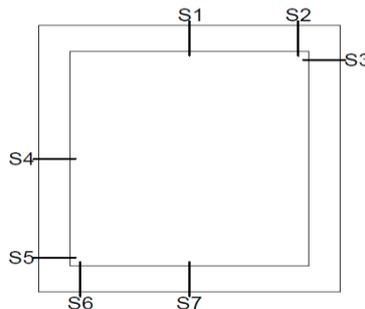
TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	0	SLU	Combination	Max	-99.486	86.644	0	0	0	86.8329
4	0	SLU	Combination	Min	-343.096	59.272	0	0	0	47.3907
4	0	SIS	Combination	Max	-93.635	54.977	0	0	0	35.8384
4	0	SIS	Combination	Min	-184.856	34.977	0	0	0	5.3384
4	0	SLU_A2+M2	Combination	Max	-107.851	94.109	0	0	0	74.2218
4	0	SLU_A2+M2	Combination	Min	-293.068	78.94	0	0	0	44.0788
4	0	SLE R	Combination		-244.086	60.629	0	0	0	55.0122
4	0	SLE F	Combination		-209.555	57.644	0	0	0	46.7597
4	0	SLE QP	Combination		-107.841	54.217	0	0	0	27.0507

Sollecitazioni alla base del piedritto

8.3 Verifiche

Si riportano di seguito le verifiche nelle condizioni di SLE ed SLU nelle sezioni più sollecitate.



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

NOME SEZIONE: Tombino2x2.5doppio_soletta

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico
 Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Molto aggressive
 Tipo di sollecitazione: Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C30/37

Resis. compr. di progetto fcd:	17.4	MPa
Resis. compr. ridotta fcd':	8.7	MPa
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	33019.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.91	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.5	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.0	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.0	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO - Tipo: B450C*

Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	540.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	450.0	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C30/37

N°vertice: X [cm] Y [cm]

1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	22
2	44.0	6.0	22
3	-44.0	44.0	22
4	44.0	44.0	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°BarreØ
1	1	2	3 22
2	3	4	4 22

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 24.9 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	-9.72138.95		46.74
2	-9.72138.95		46.74
3	-4.1860.92		-0.42
4	-4.1860.92		-0.42
5	4.2545.61		27.99
6	4.2545.61		27.99
7	9.8011.70		15.57
8	9.8011.70		15.57
9	-7.61120.11		37.60
10	-7.61120.11		37.60
11	-5.6257.76		4.14
12	-5.6257.76		4.14

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	MxMy
1	-4.81	98.30 0.00
2	-4.81	98.30 0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	MxMy
1	-3.97	83.04 (145.82) 0.00 (0.00)
2	-3.97	83.04 (145.82) 0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	MxMy
1	-5.66	47.71 (144.88) 0.00 (0.00)
2	-5.66	47.71 (144.88) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.1 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N ResMx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	-9.72	138.95	-9.58292.80	2.11	41.8(15.0)
2	S	-9.72	138.95	-9.58292.80	2.11	41.8(15.0)
3	S	-4.18	60.92	-3.90293.89	4.82	41.8(15.0)
4	S	-4.18	60.92	-3.90293.89	4.82	41.8(15.0)
5	S	4.25	45.61	4.38295.47	6.48	41.8(15.0)
6	S	4.25	45.61	4.38295.47	6.48	41.8(15.0)

7	S	9.80	11.70	10.05296.55	25.41	41.8(15.0)
8	S	9.80	11.70	10.05296.55	25.41	41.8(15.0)
9	S	-7.61	120.11	-7.40293.22	2.44	41.8(15.0)
10	S	-7.61	120.11	-7.40293.22	2.44	41.8(15.0)
11	S	-5.62	57.76	-5.65293.55	5.08	41.8(15.0)
12	S	-5.62	57.76	-5.65293.55	5.08	41.8(15.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00066	-50.050.0		0.00031	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
2	0.00066	-50.050.0		0.00031	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
3	0.00066	-50.050.0		0.00032	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
4	0.00066	-50.050.0		0.00032	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
5	0.00066	-50.050.0		0.00032	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
6	0.00066	-50.050.0		0.00032	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
7	0.00067	-50.050.0		0.00032	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
8	0.00067	-50.050.0		0.00032	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
9	0.00066	-50.050.0		0.00031	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
10	0.00066	-50.050.0		0.00031	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
11	0.00066	-50.050.0		0.00032	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
12	0.00066	-50.050.0		0.00032	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
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 per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000		0.000057283	-0.002207032	----
2	0.000000000		0.000057283	-0.002207032	----
3	0.000000000		0.000057353	-0.002207450	----
4	0.000000000		0.000057353	-0.002207450	----
5	0.000000000		0.000057455	-0.002208061	----
6	0.000000000		0.000057455	-0.002208061	----
7	0.000000000		0.000057524	-0.002208479	----
8	0.000000000		0.000057524	-0.002208479	----
9	0.000000000		0.000057310	-0.002207193	----
10	0.000000000		0.000057310	-0.002207193	----
11	0.000000000		0.000057331	-0.002207321	----
12	0.000000000		0.000057331	-0.002207321	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
 Passo staffe: 24.9 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	VedVcd	Vwd d z	bw	Ctg	AcwAst	A.Eff
1	S	46.741173.34	154.4745.4 39.1	100.0	2.500	1.0001.2	4.0(0.0)
2	S	46.741173.34	154.4745.4 39.1	100.0	2.500	1.0001.2	4.0(0.0)
3	S	0.421172.87	154.4145.4 39.1	100.0	2.500	1.0000.0	4.0(0.0)
4	S	0.421172.87	154.4145.4 39.1	100.0	2.500	1.0000.0	4.0(0.0)
5	S	27.991172.18	154.3245.4 39.1	100.0	2.500	1.0000.7	4.0(0.0)
6	S	27.991172.18	154.3245.4 39.1	100.0	2.500	1.0000.7	4.0(0.0)
7	S	15.571171.71	154.2645.4 39.1	100.0	2.500	1.0000.4	4.0(0.0)
8	S	15.571171.71	154.2645.4 39.1	100.0	2.500	1.0000.4	4.0(0.0)
9	S	37.601173.16	154.4545.4 39.1	100.0	2.500	1.0001.0	4.0(0.0)
10	S	37.601173.16	154.4545.4 39.1	100.0	2.500	1.0001.0	4.0(0.0)
11	S	4.141173.01	154.4345.4 39.1	100.0	2.500	1.0000.1	4.0(0.0)
12	S	4.141173.01	154.4345.4 39.1	100.0	2.500	1.0000.1	4.0(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc maxXc max	Yc maxSs min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.24-50.0	50.0 -131.9	22.06.0	1250	19.0	
2	S	3.24-50.0	50.0 -131.9	22.06.0	1250	19.0	

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]

k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max * (e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cmsr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.000750.000000	0.50022.0	49		0.00038 (0.00038)	4130.156 (0.20)	145.80	0.00	
2	S	-0.000750.000000	0.50022.0	49		0.00038 (0.00038)	4130.156 (0.20)	145.80	0.00	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.73-50.0		50.0 -111.4		22.06.0	1250	19.0	
2	S	2.73-50.0		50.0 -111.4		22.06.0	1250	19.0	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cmsr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.000630.000000	0.50022.0	49		0.00032 (0.00032)	4130.131 (0.20)	145.82	0.00	
2	S	-0.000630.000000	0.50022.0	49		0.00032 (0.00032)	4130.131 (0.20)	145.82	0.00	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.57-50.0		50.0 -64.9		22.06.0	1300	19.0	
2	S	1.57-50.0		50.0 -64.9		22.06.0	1300	19.0	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cmsr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.000370.000000	0.50022.0	49		0.00019 (0.00019)	4220.078 (0.20)	144.88	0.00	
2	S	-0.000370.000000	0.50022.0	49		0.00019 (0.00019)	4220.078 (0.20)	144.88	0.00	

Verifica piedritti

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	Sez.2- Piedritto - Nodo inferiore
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicit : Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37		
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.4	MPa	
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.7	MPa	
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	33019.0	MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	2.91	MPa	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00		
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.5	MPa	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.0	MPa	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200		mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.0		MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200		mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C*		
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa	
	Resist. caratt. rottura ftk:	540.0	MPa	
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa	
	Resist. ultima di progetto ftd:	450.0	MPa	
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068		
	Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00		
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50		
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

 Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C30/37

N°vertice: X [cm] Y [cm]

1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	22
2	44.0	6.0	22
3	-44.0	44.0	22
4	44.0	44.0	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	6	22
2	3	4	4	22

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 24.9 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	114.0793.85		105.11
2	347.0258.20		66.10
3	92.9444.46		69.98
4	193.1117.37		44.28
5	115.2476.91		93.67
6	296.6450.00		74.70

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	MxMy
1	249.70	62.02 0.00
2	55.76	167.27 0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	MxMy
1	214.82	54.48 (242.45) 0.00 (0.00)
2	57.01	133.94 (163.26) 0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	MxMy
1	112.19	36.54 (216.39) 0.00 (0.00)
2	56.74	43.58 (177.72) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.1 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	114.07	93.85	114.30482.31	5.11	53.2(15.0)	
2	S	347.02	58.20	347.12522.75	8.74	53.2(15.0)	
3	S	92.94	44.46	93.16478.59	10.66	53.2(15.0)	
4	S	193.11	17.37	193.26496.19	27.05	53.2(15.0)	
5	S	115.24	76.91	115.26482.48	6.23	53.2(15.0)	
6	S	296.64	50.00	296.79514.14	10.00	53.2(15.0)	

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00095	-50.050.0	0.00057	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0	6.0
2	0.00106	-50.050.0	0.00067	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0	6.0
3	0.00094	-50.050.0	0.00056	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0	6.0

RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE 2.0X2.5 DOPPIA CANNA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00	D 29 CL	NI 01 00 001	A	47 di 53

4	0.00099	-50.050.0	0.00060	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
5	0.00095	-50.050.0	0.00057	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0
6	0.00104	-50.050.0	0.00064	-44.0	44.0	-0.00186	-44.0	6.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
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 per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000063934	-0.002246936	----	----
2	0.000000000	0.000066538	-0.002262563	----	----
3	0.000000000	0.000063698	-0.002245521	----	----
4	0.000000000	0.000064823	-0.002252273	----	----
5	0.000000000	0.000063944	-0.002247000	----	----
6	0.000000000	0.000065981	-0.002259219	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
Passo staffe: 24.9 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28) NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil. [cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz. [cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz. del taglio.

N°Comb	Ver	VedVcd	Vwd d z	bw	Ctg	AcwAst	A.Eff
1	S	105.111147.59	149.1344.1 37.8	100.0	2.500	1.0132.8	4.0(0.0)
2	S	66.101163.68	147.3343.7 37.3	100.0	2.500	1.0401.8	4.0(0.0)
3	S	69.981146.15	149.3044.1 37.8	100.0	2.500	1.0111.9	4.0(0.0)
4	S	44.281152.97	148.5043.9 37.6	100.0	2.500	1.0221.2	4.0(0.0)
5	S	93.671147.68	149.1244.1 37.8	100.0	2.500	1.0132.5	4.0(0.0)
6	S	74.701160.14	147.7043.7 37.4	100.0	2.500	1.0342.0	4.0(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre

As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.93-50.0	50.0	-19.0	31.46.0	800	30.4		
2	S	4.72-50.0	50.0	-132.8	31.46.0	1150	30.4		

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	Descrizione
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.000120	0.000000	0.50022.0	49	0.00005 (0.00005)	2650.014 (0.20)	245.26	0.00		
2	S	-0.000760	0.000000	0.50022.0	49	0.00038 (0.00038)	3080.117 (0.20)	161.87	0.00		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.69-50.0	50.0	-17.1	31.46.0	800	30.4		
2	S	3.80-50.0	50.0	-104.4	31.46.0	1150	30.4		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.000110	0.000000	0.50022.0	49	0.00005 (0.00005)	2650.013 (0.20)	242.45	0.00		
2	S	-0.000600	0.000000	0.50022.0	49	0.00030 (0.00030)	3080.092 (0.20)	163.26	0.00		

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.12-50.0	50.0	-15.1	31.46.0	900	30.4		
2	S	1.28-50.0	50.0	-28.3	31.46.0	1050	30.4		

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.000090	0.000000	0.50022.0	49	0.00004 (0.00004)	2770.012 (0.20)	216.39	0.00		

2 S -0.000170.000000.50022.0 49 0.00008 (0.00008) 2960.024 (0.20) 177.72 0.00

9 INCIDENZE

Sulla base del dimensionamento delle sezioni maggiormente sollecitate di cui ai capitoli precedenti, si riporta di seguito il prospetto sintetico relativo al quantitativo di armatura adottata per i singoli elementi strutturali.

Elemento Strutturale	Incidenza di progetto
-	[kg/mc]
Soletta Inferiore	130
Soletta Superiore	130
Piedritti	130

10 VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONE

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 ($e_B = Mb/N$)

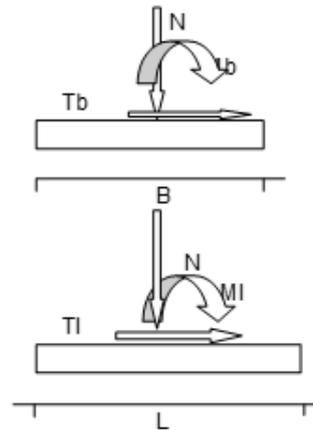
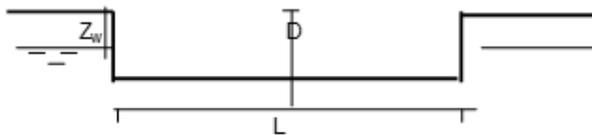
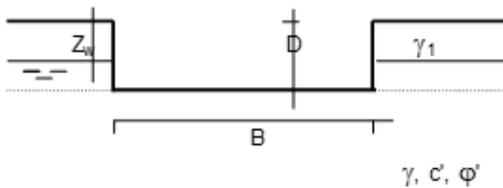
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

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

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee e variabili	$\tan \phi'$	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)

$B = 6.50$ (m)

$L = 1.00$ (m)

$D = 0.50$ (m)

Peso unità di volume del terreno

$g_1 = 24.00$ (kN/mc)

$g = 24.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno Valori di progetto

$c' = 100.00$ (kN/mq) $c' = 100.00$ (kN/mq)

$\phi' = 43.00$ (°) $\phi' = 43.00$ (°)

Profondità della falda

$$Z_w = 100.00 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.56 \text{ (m)} \quad B^* = 5.38 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0.00 \text{ (m)} \quad L^* = 1.00 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 12.00 \text{ (kN/mq)}$$

g : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e(p \cdot \tan \varphi')$$

$$N_q = 99.01$$

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

$$N_c = 105.11$$

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

$$N_\gamma = 186.53$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.18$$

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

$$s_q = 1.17$$

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

$$s_\gamma = 0.92$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$mb = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.83$$

$$ml = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.17$$

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

$$iq = 0.71$$

$$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$$

$$ic = 0.71$$

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

$$i\gamma = 0.59$$

dc, dq, d γ : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$dq = 1.09$$

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

$$dc = 1.10 \quad dg = 1$$

$$d\gamma = 1.0$$

bc, bq, b γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$bq = (1 - bf \tan\varphi')^2 \quad bf + bp = 0.00 \quad bf + bp < 45^\circ$$

$$bq = 1.00$$

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

$$bc = 1.00 \quad bg = bq \quad bg = 1.00$$

gc, gq, g γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$gq = (1 - \tan b_p)^2 \quad bf + bp = 0.00 \quad bf + bp < 45^\circ$$

$$gq = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 12041.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Pressione massima agente

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

$$q = 105 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$5235.54 \geq q = 105 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$\text{Carico agente } H_d = 160.12 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^* \quad S_d = 1002.11 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R \quad 911.01 \geq H_d = 160.12 \text{ (kN)}$$