

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA NUOVA ENNA – DITTAINO (LOTTO 4b)

OPERE DI APPROCCIO CAVALCAFERROVIA IV01 (NV08 - ASSE 11)

IR02 - Scatolare di approccio cavalcaferrovia IV01 lato sp.B

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3V 40 D 29 CL IR0200 001 A

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato Data |
|------|---------------------|---------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---|
| A | EMISSIONE ESECUTIVA | E. Abbasciano | Gennaio 2020 | P. Di Nucci | Gennaio 2020 | F.Sparacino | Gennaio 2020 | F. Arduini Gennaio 2020 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Via Roma, 241/243/245 00147 Roma Tel. +39 06 478421 Fax +39 06 478422 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

File: RS3V40D29CLIR0200001A

n. Elab.: 309

INDICE

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | PREMESSA | 5 |
| 2 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO..... | 7 |
| 3 | MATERIALI..... | 8 |
| 3.1 | CALCESTRUZZO FONDAZIONE..... | 8 |
| 3.2 | CALCESTRUZZO ELEVAZIONE | 9 |
| 3.3 | ACCIAIO B450C | 10 |
| 3.4 | VERIFICA S.L.E. | 10 |
| 3.4.1 | <i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i> | 10 |
| 3.4.1 | <i>Stato limite di fessurazione</i> | 10 |
| 4 | INQUADRAMENTO GEOTECNICO | 12 |
| 4.1 | TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO | 12 |
| 4.3 | INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA | 13 |
| 5 | CARATTERIZZAZIONE SISMICA..... | 15 |
| 5.1 | VITA NOMINALE E CLASSE D'USO | 15 |
| 5.2 | PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA | 15 |
| 6 | SOFTWARE DI CALCOLO | 18 |
| 6.1 | ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI | 18 |
| 6.2 | UNITÀ DI MISURA | 18 |
| 6.3 | GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE..... | 18 |
| 6.4 | VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO | 18 |
| 6.5 | CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE..... | 18 |

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|---------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 3 di 61 |

| | | |
|-------|--|----|
| 6.6 | GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI..... | 19 |
| 6.7 | PROGRAMMI DI SERVIZIO..... | 19 |
| 7 | SCATOLARE | 20 |
| 7.1 | MODELLO DI CALCOLO..... | 20 |
| 7.1.1 | <i>Valutazione della rigidezza delle molle.....</i> | 20 |
| 7.2 | ANALISI DEI CARICHI..... | 21 |
| 7.2.1 | <i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i> | 21 |
| 7.2.2 | <i>Terreno di ricoprimento sopra la soletta di fondazione.....</i> | 22 |
| 7.2.3 | <i>Carichi sbalzi impalcato</i> | 22 |
| 7.2.1 | <i>Spinta in presenza di falda</i> | 22 |
| 7.2.2 | <i>Traffico veicolare</i> | 23 |
| 7.2.1 | <i>Frenatura</i> | 24 |
| 7.2.1 | <i>Centrifuga</i> | 24 |
| 7.2.1 | <i>Variazione termica</i> | 24 |
| 7.2.2 | <i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i> | 24 |
| 7.2.3 | <i>Azione sismica</i> | 26 |
| 7.2.4 | <i>Vento</i> | 29 |
| 8 | COMBINAZIONI DI CARICO | 30 |
| 9 | DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI | 34 |
| 10 | VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A..... | 38 |
| 10.1 | VERIFICA SOLETTA INFERIORE | 39 |
| 10.1 | VERIFICA SOLETTA SUPERIORE | 43 |

| | | | | | | |
|----------------------|----------|-------|----------|--------------|------|---------|
| RELAZIONE DI CALCOLO | COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| | RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 4 di 61 |

| | | |
|------|--|----|
| 10.1 | VERIFICA PIEDRITTI | 47 |
| 10.2 | TABELLA RIEPILOGATIVA INCIDENZA FERRI..... | 52 |
| 11 | VERIFICHE GEOTECNICHE..... | 53 |
| 11.1 | VERIFICA A CARICO LIMITE | 53 |
| 11.2 | VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI IN ESERCIZIO | 59 |

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.)

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

L'opera consiste in uno scatolare in c.a. gettato in opera, in approccio al cavalca ferrovia a km 13+400.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna L_{int} variabile tra 9.91m e 12.88m ed un'altezza netta H_{int} variabile tra 10.35m e 6.32m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 1.60$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 1.30$ m e lo spessore della soletta di copertura è di $S_s = 1.30$ m.

Nell'immagine seguente si riportano una planimetria e una sezione trasversale 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.

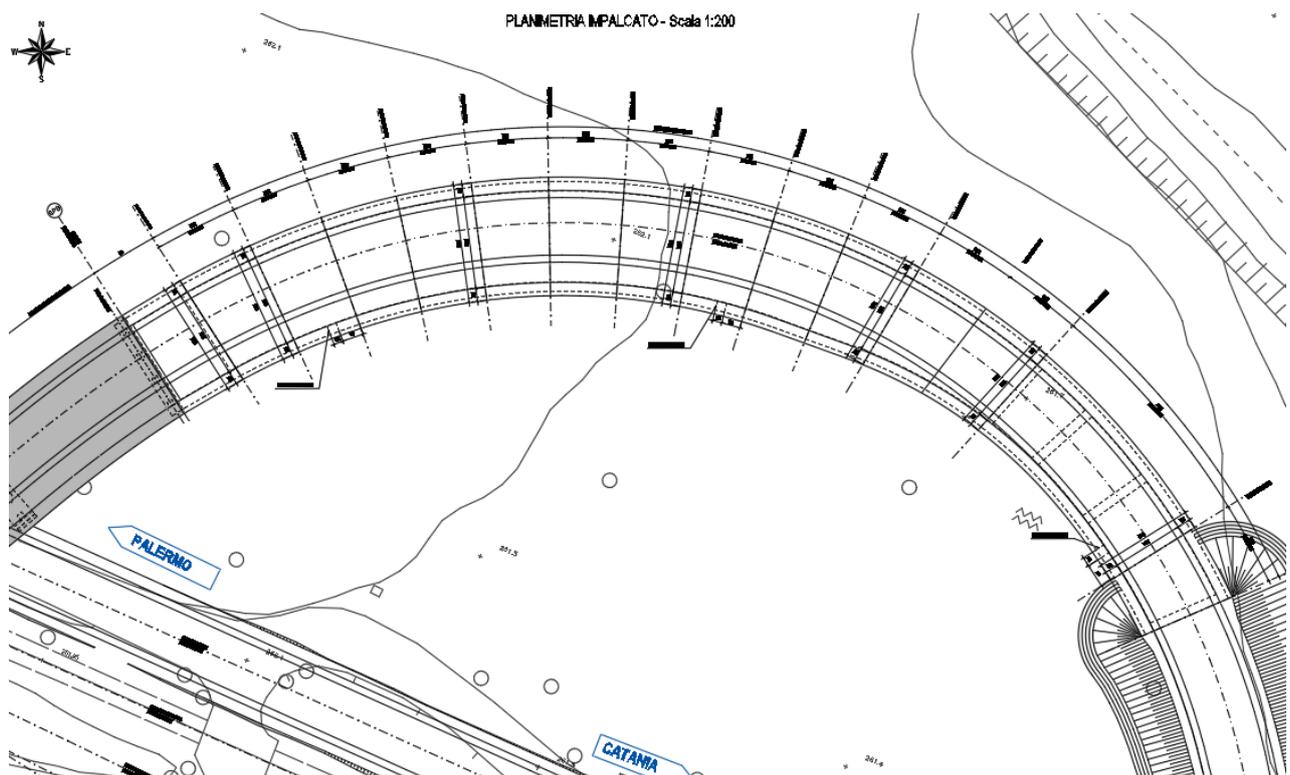


Fig. 1 – Planimetria

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo fondazione

Classe di resistenza:

C25/30

| | | | |
|---|-------------------|------------|----------|
| Resistenza a compressione cubica caratteristica | $R_{ck} =$ | 30 | N/mm^2 |
| Resistenza a compressione cilindrica caratteristica | $f_{ck} =$ | 24.9 | N/mm^2 |
| Resistenza a compressione cilindrica media | $f_{cm} =$ | 32.9 | N/mm^2 |
| Resistenza a trazione semplice | $f_{ctm} =$ | 2.56 | N/mm^2 |
| Resistenza a trazione per flessione | $f_{ctm} =$ | 3.07 | N/mm^2 |
| Modulo elastico secante medio | $E_{cm} =$ | 31447 | N/mm^2 |
| Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%) | $f_{ctk} =$ | 1.79 | N/mm^2 |
| Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%) | $f_{ctk} =$ | 3.33 | N/mm^2 |
| <i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i> | $\gamma_c =$ | 1.5 | |
| Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU: | $f_{cd} =$ | 14.1 | N/mm^2 |
| Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU: | $f_{ctd} =$ | 1.19 | N/mm^2 |
| <i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i> | $\gamma_c =$ | 1.0 | |
| Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE: | $f_{cd} =$ | 24.9 | N/mm^2 |
| Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE: | $f_{ctd} =$ | 1.79 | N/mm^2 |
| Massime tensioni di compressione in esercizio: | | | |
| Combinazione rara | $\sigma_{c,ad} =$ | 14.94 | N/mm^2 |
| Combinazione quasi permanente | $\sigma_{c,ad} =$ | 11.21 | N/mm^2 |
| Classe di esposizione | | XC2 | |

Copriferro

40mm

3.2 Calcestruzzo elevazione

Classe di resistenza:

C32/40

| | | | |
|---|-------------------|------------|----------|
| Resistenza a compressione cubica caratteristica | $R_{ck} =$ | 40 | N/mm^2 |
| Resistenza a compressione cilindrica caratteristica | $f_{ck} =$ | 33.2 | N/mm^2 |
| Resistenza a compressione cilindrica media | $f_{cm} =$ | 41.2 | N/mm^2 |
| Resistenza a trazione semplice | $f_{ctm} =$ | 3.10 | N/mm^2 |
| Resistenza a trazione per flessione | $f_{ctm} =$ | 3.72 | N/mm^2 |
| Modulo elastico secante medio | $E_{cm} =$ | 33643 | N/mm^2 |
| Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%) | $f_{ctk} =$ | 2.17 | N/mm^2 |
| Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%) | $f_{ctk} =$ | 4.03 | N/mm^2 |
| <i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i> | $\gamma_c =$ | 1.5 | |
| Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU: | $f_{cd} =$ | 18.8 | N/mm^2 |
| Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU: | $f_{ctd} =$ | 1.45 | N/mm^2 |
| <i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i> | $\gamma_c =$ | 1.0 | |
| Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE: | $f_{cd} =$ | 33.2 | N/mm^2 |
| Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE: | $f_{ctd} =$ | 2.17 | N/mm^2 |
| Massime tensioni di compressione in esercizio: | | | |
| Combinazione rara | $\sigma_{c,ad} =$ | 19.92 | N/mm^2 |
| Combinazione quasi permanente | $\sigma_{c,ad} =$ | 14.94 | N/mm^2 |
| Classe di esposizione | | XC4 | |

Copriferro

50mm

3.3 Acciaio B450C

| | |
|---|--|
| Tensione caratteristica di snervamento: | $f_{yk} = 450 \text{ MPa};$ |
| Tensione di progetto: | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$ |
| in cui $\gamma_m = 1.15$ | $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$ |
| Modulo Elastico | $E_s = 210'000 \text{ MPa}.$ |

3.4 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

3.4.1 Stato limite di limitazione delle 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 a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A", 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 $0,75 f_{yk}$.

3.4.1 Stato limite di 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 riportato 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 | $\leq w_2$ |
| b | Aggressive | frequente | ap. fessure | $\leq w_1$ | ap. fessure | $\leq w_2$ |
| | | quasi permanente | decompressione | - | ap. fessure | $\leq w_1$ |
| c | Molto Aggressive | frequente | formazione fessure | - | ap. fessure | $\leq w_1$ |
| | | quasi permanente | decompressione | - | ap. fessure | $\leq w_1$ |

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:

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

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

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

Data la maggior restrittività, 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 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:

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

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/19.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

| | |
|------------------------------|--------------------------------|
| $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ | peso di volume naturale |
| $\varphi' = 35^\circ$ | angolo di resistenza al taglio |
| $c' = 0 \text{ kPa}$ | coesione drenata |

Il piano campagna nella sezione di calcolo si trova 1.10 m al di sopra dell'estradosso della soletta di fondazione.

4.2 Terreno di fondazione

Per i parametri geologico-geotecnici si fa riferimento ad:

Da 0.0 a 11.0 m Unità ba – Depositi alluvionali coesivi (limoso argillosi)

| | |
|---|--|
| $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ | peso di volume naturale |
| $c' = 5 \text{ kPa}$ | coesione drenata |
| $\varphi' = 25^\circ$ | angolo di resistenza al taglio |
| $c_u = 50 \div 120 \text{ kPa}$ (si considera 70) | resistenza al taglio in condizioni non drenate |
| $V_s = 140 \div 200 \text{ m/s}$ | velocità delle onde di taglio |
| $E_o = 60 \div 200 \text{ MPa}$ | modulo di deformazione elastico iniziale |

Da 11.0 a 12.5.0 m Unità bs – Depositi alluvionali sabbiosi

| | |
|----------------------------------|--|
| $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ | peso di volume naturale |
| $c' = 0 \text{ kPa}$ | coesione drenata |
| $\varphi' = 32^\circ$ | angolo di resistenza al taglio |
| $V_s = 250 \div 300 \text{ m/s}$ | velocità delle onde di taglio |
| $E_o = 200 \text{ MPa}$ | modulo di deformazione elastico iniziale |

Da 12.5 a 17.0 m Unità bg – Depositi alluvionali ghiaiosi

| | |
|----------------------------------|--|
| $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ | peso di volume naturale |
| $c' = 0 \text{ kPa}$ | coesione drenata |
| $\varphi' = 35^\circ$ | angolo di resistenza al taglio |
| $V_s = 300 \div 450 \text{ m/s}$ | velocità delle onde di taglio |
| $E_o = 300 \div 450 \text{ MPa}$ | modulo di deformazione elastico iniziale |

Da 17.0 a 30.0 m TRVb – Formazione di Terravecchia

| | |
|--|--|
| $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$ | peso di volume naturale |
| $c' = 5 \text{ kPa}$ | coesione drenata |
| $\varphi' = 26^\circ$ | angolo di resistenza al taglio |
| $c_u = 120 \text{ kPa} \quad z < 20 \text{ m}$ | resistenza al taglio in condizioni non drenate |
| $c_u = 115 + 3.5 \cdot z \text{ kPa} \quad z < 30 \text{ m}$ | resistenza al taglio in condizioni non drenate |
| $c_u = 2.5 + 6.5 \cdot z \text{ kPa} \quad z > 30 \text{ m}$ | resistenza al taglio in condizioni non drenate |
| $V_s = 250 \div 450 \text{ m/s}$ | velocità delle onde di taglio |
| $E_o = 400 \div 1000 \text{ MPa}$ | modulo di deformazione elastico iniziale |

La falda è assunta cautelativamente a 5 m da p.c.

4.3 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;
- σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = 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:

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

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E'_{op} un valore medio di quello indicato per l'Unità Geotecnica in esame.

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 14 di 61 |

$$E = 22000 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 0.3$$

$$B = 20.0 \text{ m}$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$L/B = 0.50$$

$$c_t = 0.48$$

$$K_w = 2503 \text{ kN/m}^3$$

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 2000 kN/m^3 .

5 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. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

5.1 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 (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). 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 valutati 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

5.2 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 C

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

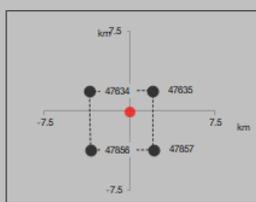
Grafici spettri di risposta |>

Variabilità dei parametri |>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri |>

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

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

Stati limite ultimi - SLU

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

Elaborazioni

Grafici parametri azione |>

Grafici spettri di risposta |>

Tabella parametrizzazione |>

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

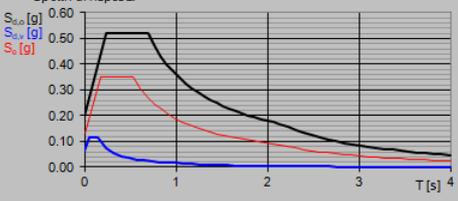
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_S = 1.490$ $C_C = 1.288$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(In quota sito, l'altezza rilievo topografico)

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

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\eta = 0.667$ 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**

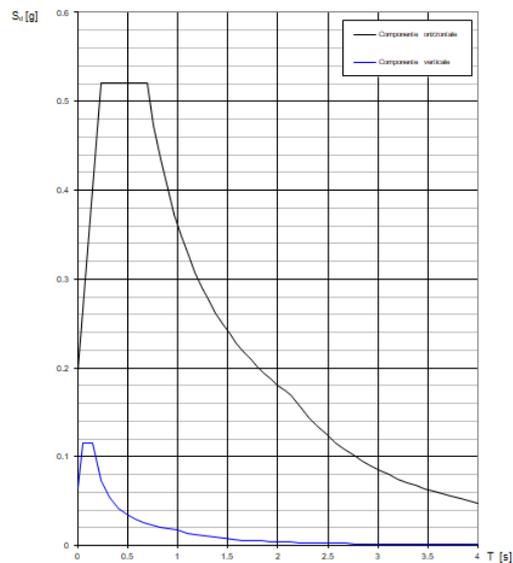
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_n | 0.133 g |
| F_n | 2.620 |
| T_c^* | 0.539 s |
| S_S | 1.490 |
| C_C | 1.288 |
| S_T | 1.000 |
| q | 1.000 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1.490 |
| η | 1.000 |
| T_R | 0.231 s |
| T_C | 0.694 s |
| T_D | 2.133 s |



6 SOFTWARE DI CALCOLO

6.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.14.1 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.

6.2 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 $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

6.3 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.

6.4 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.

6.5 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.

6.6 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.

6.7 Programmi di servizio

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

7 SCATOLARE

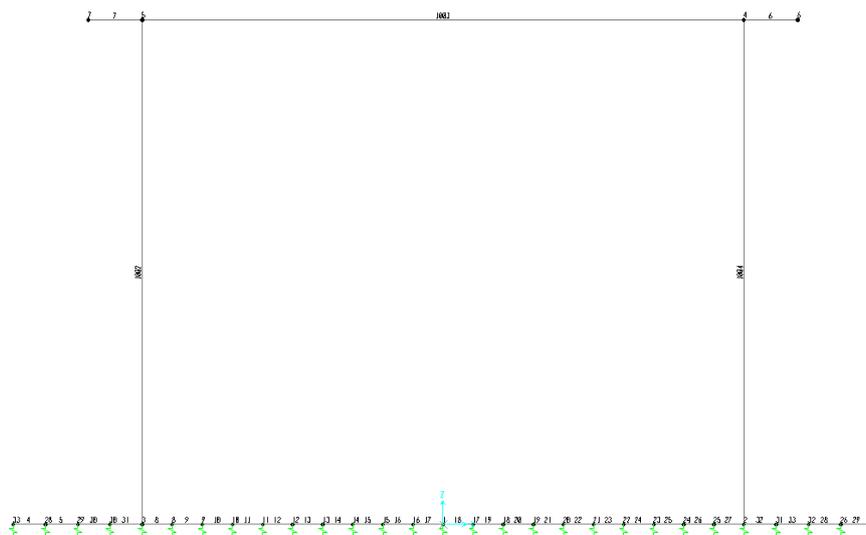
7.1 Modello di calcolo

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.



Numerazione aste e nodi

7.1.1 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di "linear spring" pari a $k = 2000 \text{ kN/m}^3$ in funzione dell'interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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

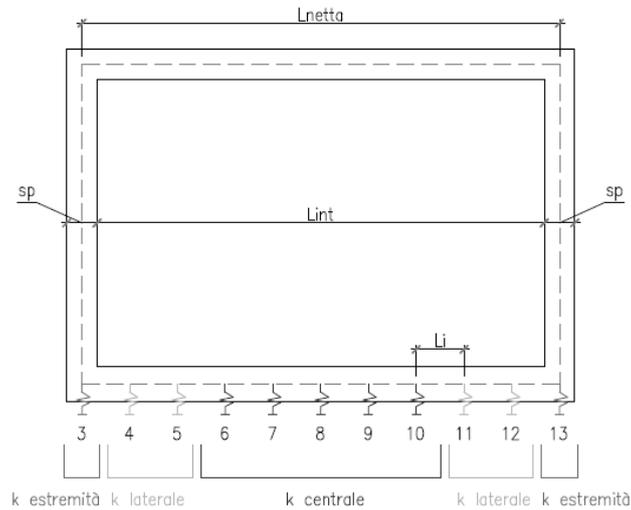
$$\text{Molle centrali} \quad k_1 = k * i \quad [\text{kN/m}]$$

$$\text{Molle intermedie} \quad k_2 = 1.5 * k * i \quad [\text{kN/m}]$$

$$\text{Molle laterali} \quad k_3 = 2 * k *(i/2 + S_p/2) \quad [\text{kN/m}]$$

RELAZIONE DI CALCOLO

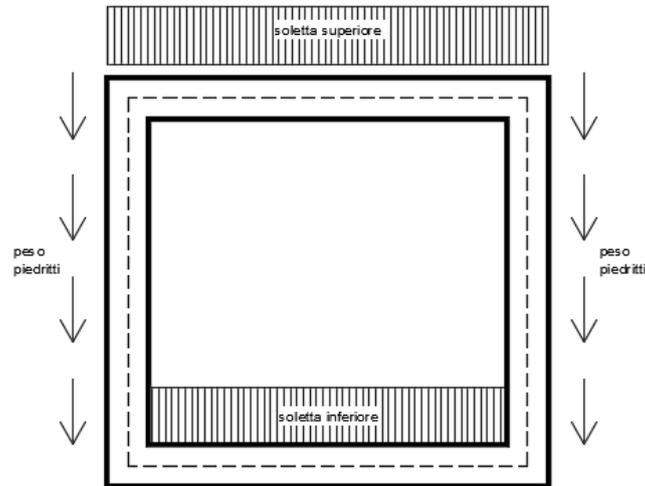
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 21 di 61 |



7.2 Analisi dei carichi

7.2.1 *Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati*

| | | |
|--------------------------|---------------------------------------|-------------------|
| <u>Soletta superiore</u> | - Peso proprio | 32.50 kN/m |
| | - Totale | 32.50 kN/m |
| | - Peso pacchetto pavimentazione 13 cm | 3.00 kN/m |
| | - Peso terreno ricoprimento | 10.00 kN/m |
| | - Totale | 13.00 kN/m |
| <u>Soletta inferiore</u> | - Peso proprio | 35.00 kN/m |
| | - Totale | 35.00 kN/m |
| | - Peso pacchetto pavimentazione 0 cm | 0.00 kN/m |
| | - Peso terreno ricoprimento | 0.00 kN/m |
| | - Totale | 0.00 kN/m |
| <u>Piedritti</u> | - Peso proprio | 32.50 kN/m |
| | - Totale | 32.50 kN/m |



Si applica inoltre:

- Guard rail: 0.8 kN

7.2.2 *Terreno di ricoprimento sopra la soletta di fondazione*

Il peso del terreno di ricoprimento sui denti della soletta di fondazione viene valutato come:

$$P = \gamma \cdot H = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.1 \text{ m} = 22 \text{ kN/mq}$$

7.2.3 *Carichi sbalzi impalcato*

Sugli sbalzi si prevedono i seguenti carichi:

Permanenti non strutturali:

- Peso veletta e barriera: $3 + 1.5 = 4.5 \text{ kN/m}$

Variabili:

- Folla = 2.5 kN/mq (valore di combinazione)

7.2.1 *Spinta in presenza di falda*

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

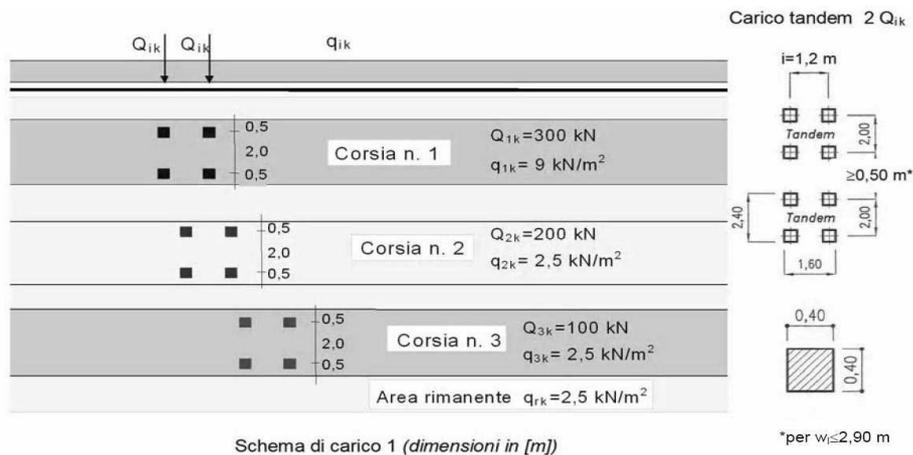
dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

$$u = \gamma_w \cdot z$$

L'opera non risulta interessata dalla falda.

7.2.2 Traffico veicolare

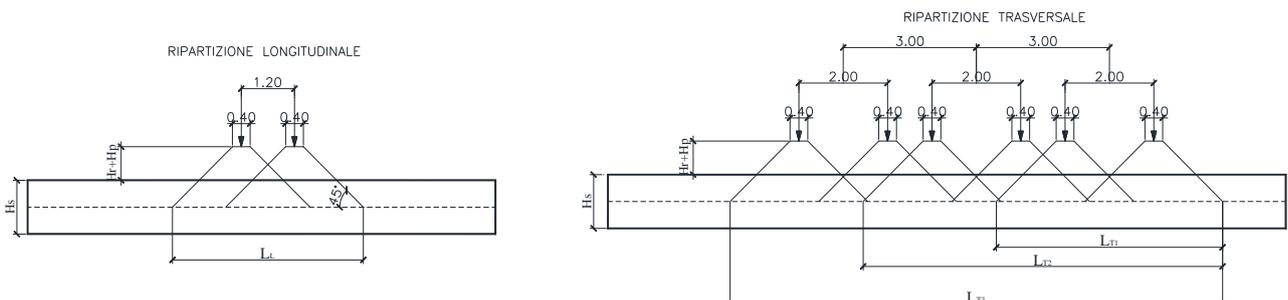
Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



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.



Il carico è schematizzato da due assi da 150 kN disposti ad interasse di 1.20m.

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 massima pari alla larghezza della corsia di carico di 3.00 m pertanto:

$$q_{1k} = \frac{600}{L_L \times L_{T1}}$$

| | | | |
|------------|---------|------------|------------------------|
| $L_L =$ | 3.63 m | $q_{2k} =$ | 9.0 kN/m ² |
| $L_{T1} =$ | 4.43 m | $q_{1k} =$ | 37.4 kN/m ² |
| $L_{T2} =$ | 7.43 m | $q_{1k} =$ | 37.1 kN/m ² |
| $L_{T3} =$ | 10.43 m | $q_{1k} =$ | 31.7 kN/m ² |

7.2.1 Frenatura

L'azione di frenatura/avviamento viene trascurata perché agente nella direzione longitudinale dell'opera.

7.2.1 Centrifuga

Tale azione si ritiene trascurabile.

7.2.1 Variazione termica

Si considera una variazione termica costante di +/-15°C e un gradiente di +/-5°C, agente sugli elementi fuori terra.

7.2.2 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

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 25 di 61 |

Cls a t=0

| | | | | |
|----------|---|---------|-------------------|---|
| R_{ck} | = | 40 | N/mm ² | Resistenza a compressione cubica caratteristica |
| f_{ck} | = | 33.2 | N/mm ² | Resistenza a compressione cilindrica caratteristica |
| f_{cm} | = | 41.2 | N/mm ² | Resistenza a compressione cilindrica media |
| α | = | 1.0E-05 | | |
| E_{cm} | = | 33643 | N/mm ² | Modulo elastico secante medio |

Tempo e ambiente

| | | | | |
|--------------|---|---------|-----------------|--|
| t_s | = | 2 | gg | età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento |
| t_0 | = | 2 | gg | età del calcestruzzo in giorni al momento del carico |
| t | = | 25550 | gg | età del calcestruzzo in giorni |
| $h_0=2A_c/u$ | = | 2600 | mm | dimensione fittizia dell'elemento di cls |
| A_c | = | 1300000 | mm ² | sezione dell'elemento |
| u | = | 1000 | 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"

| | | |
|--|--------|--|
| $\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) =$ | 1.982 | |
| $\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$ | 127.48 | coeff nominale di viscosità |
| $\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$ | 1.157 | coeff che tiene conto dell'umidità |
| $\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$ | 0.892 | coeff per la resistenza del cls |
| $\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$ | 0.968 | coeff per la resistenza del cls |
| $\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$ | 2.617 | coeff che tiene conto della resistenza del cls |
| $\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$ | 0.649 | 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 | coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo |
| $\alpha =$ | 1 | 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 | coeff per la variabilità della viscosità nel tempo |

RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 26 di 61 |

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{1.8}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 = 1382.5 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità relativa}$$

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

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

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 11281951 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000299 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{ca,0} = 0.000241 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.828110$$

$$K_b = 0.7 \text{ parametro che dipende da } h_0 \text{ secondo il prospetto seguente}$$

Valori di k_b

| h_0 | k_b |
|-------|-------|
| 100 | 1,0 |
| 200 | 0,85 |
| 300 | 0,75 |
| ≥500 | 0,70 |

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

$$\varepsilon_{ca,0} = 0.85 \left[(200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000416$$

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \text{ coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \text{ coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)}$$

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

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

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

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{ritiro} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -10.04 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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

7.2.3 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell' analisi Dinamica agli Spettri di risposta.

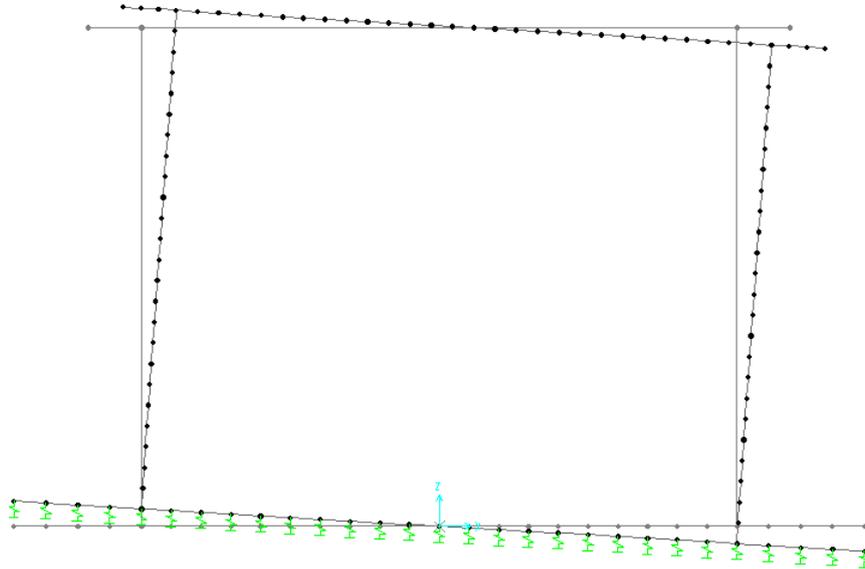
RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 27 di 61 |

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale:

| TABLE: Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | | |
|--|----------|----------|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UZ | SumUX | SumUZ | RY | SumRY |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless |
| Modale | Mode | 1 | 0.69 | 36.68% | 0.00% | 36.68% | 0.00% | 99.40% | 99.40% |
| Modale | Mode | 2 | 0.42 | 0.00% | 99.93% | 36.68% | 99.93% | 0.00% | 99.40% |
| Modale | Mode | 3 | 0.16 | 15.13% | 0.00% | 51.81% | 99.93% | 0.60% | 100.00% |
| Modale | Mode | 4 | 0.09 | 0.00% | 0.07% | 51.81% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 5 | 0.05 | 0.00% | 0.00% | 51.81% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 6 | 0.04 | 6.06% | 0.00% | 57.87% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 7 | 0.03 | 0.00% | 0.00% | 57.87% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 8 | 0.03 | 0.26% | 0.00% | 58.13% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 9 | 0.02 | 2.29% | 0.00% | 60.43% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 10 | 0.02 | 0.00% | 0.00% | 60.43% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 11 | 0.01 | 0.00% | 0.00% | 60.43% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 12 | 0.01 | 28.39% | 0.00% | 88.81% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 13 | 0.01 | 1.36% | 0.00% | 90.17% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 14 | 0.01 | 0.00% | 0.00% | 90.17% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 15 | 0.01 | 0.00% | 0.00% | 90.17% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 16 | 0.01 | 3.83% | 0.00% | 94.00% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 17 | 0.01 | 0.00% | 0.00% | 94.00% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 18 | 0.01 | 0.00% | 0.00% | 94.00% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 19 | 0.01 | 0.04% | 0.00% | 94.04% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 20 | 0.01 | 0.11% | 0.00% | 94.16% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 21 | 0.01 | 0.01% | 0.00% | 94.17% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 22 | 0.01 | 0.07% | 0.00% | 94.23% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 23 | 0.01 | 0.00% | 0.00% | 94.23% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 24 | 0.01 | 0.03% | 0.00% | 94.26% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 25 | 0.01 | 0.00% | 0.00% | 94.26% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 26 | 0.00 | 0.01% | 0.00% | 94.27% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 27 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 94.27% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 28 | 0.00 | 0.01% | 0.00% | 94.27% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 29 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 94.27% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 30 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 94.27% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 31 | 0.00 | 2.76% | 0.00% | 97.03% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 32 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 97.03% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 33 | 0.00 | 0.52% | 0.00% | 97.55% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 34 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 97.55% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 35 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 97.55% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 36 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 97.55% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 37 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 97.55% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 38 | 0.00 | 0.04% | 0.00% | 97.60% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 39 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 97.60% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 40 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 97.60% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 41 | 0.00 | 0.04% | 0.00% | 97.64% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 42 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 97.64% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 43 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 97.64% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 44 | 0.00 | 0.14% | 0.00% | 97.77% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 45 | 0.00 | 0.30% | 0.00% | 98.07% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 46 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 98.07% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 47 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 98.07% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 48 | 0.00 | 0.18% | 0.00% | 98.25% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 49 | 0.00 | 0.02% | 0.00% | 98.27% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |
| Modale | Mode | 50 | 0.00 | 0.00% | 0.00% | 98.27% | 100.00% | 0.00% | 100.00% |

Si può notare come la massa eccitata sia >dell'85%.



Primo modo di vibrare

Si progetta la struttura come “Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste” in CD B, adoperando un fattore di struttura pari a $q=1,5$.

Per quanto riguarda la fondazione, in accordo con il cap. 7.2.5 delle NTC, deve essere progettata per rimanere in campo elastico, pertanto la verifica della stessa sarà condotta utilizzando un fattore di struttura pari a $q=1,0$.

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

Dove nel caso specifico si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_{2j} = 0,2$.

7.2.4 Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005

| Condizione (ponte carico o scarico) | | scarico | carico | |
|-------------------------------------|---------------------------|---------|--------|-------|
| Altitudine sul livello del mare | as | 250 | 250 | m |
| Zona | Z | 4 | 4 | |
| Parametri | Vb,0 | 28 | 28 | m/s |
| Parametri | ao | 500 | 500 | m |
| Parametri | ks | 0.36 | 0.36 | 1/s |
| Velocità di riferimento (Tr=50anni) | vb=vb0 * (1+ ks(as/ao-1)) | 28 | 28 | m/s |
| Periodo di ritorno considerato | TR | 112.5 | 112.5 | anni |
| | αR | 1.05 | 1.05 | |
| Velocità di riferimento | Vb(TR) | 29.28 | 29.28 | m/s |
| Densità dell'aria | ρ | 1.25 | 1.25 | kg/mc |
| Pressione cinetica di riferimento | qb=0.5*ρ*vb² | 0.54 | 0.54 | kN/mq |
| Classe di rugosità del terreno | | D | D | |
| Distanza dalla costa | | >10 | >10 | km |
| Altitudine sul livello del mare | | <750 | <750 | m |
| Categoria di esposizione del sito | Cat | II | II | |

Vento su impalcato

| | | | | |
|--|--------|------|------|---|
| Parametri | kr | 0.19 | 0.19 | |
| Parametri | z0 | 0.05 | 0.05 | m |
| Parametri | zmin | 4 | 4 | m |
| Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6)) | z | 14 | 14 | m |
| Coefficiente di topografia | ct | 1 | 1 | |
| Coefficiente di esposizione (z) | ce(z) | 2.57 | 2.57 | |
| Larghezza impalcato | b | 16.5 | 16.5 | m |
| Altezza impalcato | h1 | 14 | 14 | m |
| Altezza veicoli o parapetto | h2 | 1.5 | 3 | m |
| Altezza totale impalcato (comprese le barriere o veicoli) | dtot | 15.5 | 17 | m |
| Rapporto di forma | b/dtot | 1.06 | 0.97 | |
| Coefficiente di forza (figura 8.3 EC) | cfx | 2.18 | 2.21 | |

Riepilogo

| | | | | |
|--|------------|------|------|-------|
| Pressione cinetica di riferimento | qb | 0.54 | 0.54 | kN/mq |
| Coefficiente di esposizione | ce | 2.57 | 2.57 | |
| Coefficiente di forza | cfx | 2.18 | 2.21 | |
| Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5)) | d | 15.5 | 17 | m |
| Forza statica equivalente a m/l | f=prodotto | 46.5 | 51.7 | kN/m |
| Pressione statica equivalente | p=f/d | 3.00 | 3.04 | kN/mq |
| Pressione statica equivalente (minima considerata) | pmin | 1.5 | 1.5 | kN/mq |
| Forza statica equivalente a m/l considerata | f | 46.5 | 51.7 | kN/m |

Vento impalcato a ponte scarico

| | | | | |
|------------------------------------|----------|------|--|------|
| Forza statica equivalente | f | 46.5 | | kN/m |
| Luce impalcato | L | 70 | | m |
| Forza trasversale al piano appoggi | FT=f*L/2 | 1629 | | kN/m |

Vento impalcato a ponte carico

| | | | | |
|------------------------------------|----------|------|--|------|
| Forza statica equivalente | f | 51.7 | | kN/m |
| Luce impalcato | L | 70 | | m |
| Forza trasversale al piano appoggi | FT=f*L/2 | 1810 | | kN/m |

8 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 γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 1 – Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 31 di 61 |

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 | A2 |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|------|
| Azioni permanenti g_1 e g_3 | favorevoli | γ_{G1} e γ_{G3} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 |
| Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2 | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Azioni variabili da traffico | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,35 | 1,35 | 1,15 |
| Azioni variabili | favorevoli | γ_{Q1} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto | favorevoli | γ_{e1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,00 ⁽³⁾ | 1,00 ⁽⁴⁾ | 1,00 |
| Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari | favorevoli | γ_{t2} γ_{t3} γ_{t4} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,20 | 1,20 | 1,00 |

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

| Azioni | Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV) | Coefficiente ψ_0 di combinazione | Coefficiente ψ_1 (valori frequenti) | Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti) |
|----------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|---|
| Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV) | Schema 1 (carichi tandem) | 0,75 | 0,75 | 0,0 |
| | Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schema 2 | 0,0 | 0,75 | 0,0 |
| | 2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 4 (folla) | -- | 0,75 | 0,0 |
| Vento | a ponte scarico SLU e SLE | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| | in esecuzione | 0,8 | 0,0 | 0,0 |
| | a ponte carico SLU e SLE | 0,6 | 0,0 | 0,0 |
| Neve | SLU e SLE | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | in esecuzione | 0,8 | 0,6 | 0,5 |
| Temperatura | SLU e SLE | 0,6 | 0,6 | 0,5 |

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (punto 3.2.4 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Tabella 2 – Riepilogo condizioni di carico

| Tipo Carico | Abbreviazione |
|----------------------------|---------------|
| Peso proprio | DEAD |
| Carichi permanenti | PERM |
| Falda | FALDA |
| Spinta terreno sinistra | STS |
| Spinta terreno destra | STD |
| Carico Traffico Centrato | TRM |
| Carico Traffico Laterale | TRV |
| Vento | VEN |
| Ritiro | RIT |
| Variazione termica | ΔT |
| Vento ponte scarico | V_SC |
| 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.

RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 33 di 61 |

Tabella 3 - Combinazioni di carico

| COMB | DEAD | STS | STD | RIT | ΔT | PERM | FALDA | TRM | TRV | VEN | V_SC | E _H | E _V |
|--------------------------|------|------|------|------|------------|------|-------|------|------|------|------|----------------|----------------|
| 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 | | | | 0.90 | | | |
| n° 04 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | - | - | 0.90 | | - | - |
| n° 05 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | | | 0.90 | | | |
| n° 06 SLU-STR | 1.35 | 1.00 | 1.50 | 1.20 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | | | 0.90 | | | |
| n° 07 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.35 | - | - | | - | - |
| n° 08 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.35 | - | | | | |
| n° 09 SLU-STR | 1.35 | 1.00 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.35 | - | | | | |
| n° 10 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | - | 1.35 | 0.90 | | - | - |
| n° 11 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | - | 1.35 | 0.90 | | | |
| n° 12 SLU-STR | 1.35 | 1.00 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | - | 1.35 | 0.90 | | | |
| n° 13 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | - | 1.01 | 1.50 | | | |
| n° 14 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.01 | - | 1.50 | | | |
| n° 15 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.35 | - | 0.90 | | - | - |
| n° 16 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.35 | - | 0.90 | | - | - |
| n° 17 SLU-STR | 1.35 | 1.00 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.35 | - | 0.90 | | - | - |
| n° 18 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | - | - | - | - | 1.5 | - | - |
| n° 1 SLU – SISMICA q=1.5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | - | - | | 1.00 | 0.30 |
| n° 2 SLU - SISMICA q=1.5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | - | - | | 1.00 | -0.30 |
| n° 3 SLU - SISMICA q=1.5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | - | 0.20 | - | - | | 1.00 | 0.30 |
| n° 4 SLU – SISMICA q=1.5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | - | 0.20 | - | - | | 1.00 | -0.30 |
| n° 5 SLU - SISMICA q=1.0 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | - | - | | 1.00 | 0.30 |
| n° 6 SLU - SISMICA q=1.0 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | - | - | | 1.00 | -0.30 |
| n° 7 SLU - SISMICA q=1.0 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | - | 0.20 | - | - | | 1.00 | 0.30 |
| n° 8 SLU - SISMICA q=1.0 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | - | 0.20 | - | - | | 1.00 | -0.30 |
| GEO | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.30 | 1.00 | 1.25 | - | - | | - | - |
| GEO - SISMICA | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | | | | 1.00 | 0.30 |
| SLE - Q.P. | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | - | - | | - | - |
| SLE - Frequente | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.75 | - | 0.5 | | - | - |
| SLE - Rara | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | - | 0.6 | | - | - |

(Nota: le variazioni termiche sono considerate con entrambe i segni; nella tabella precedente si sono riportate solo le combinazioni principali)

9 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

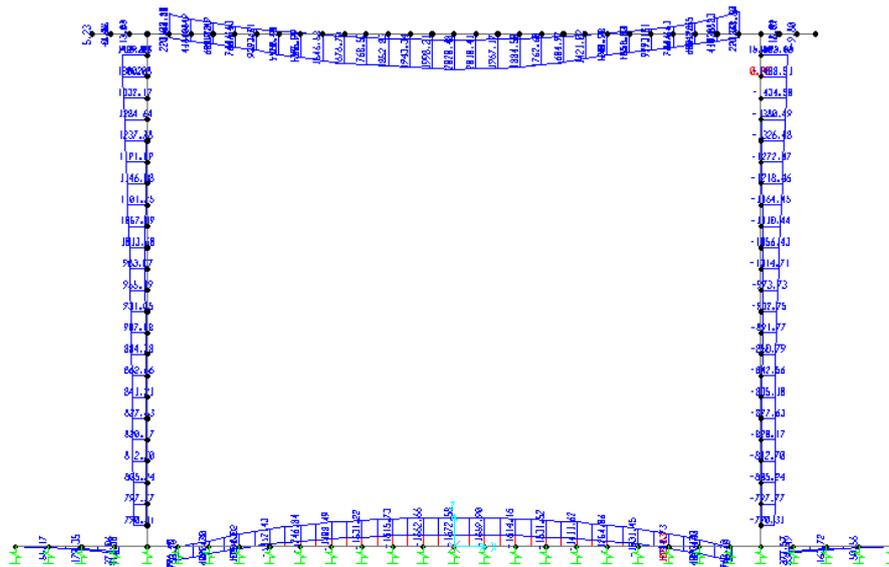


Fig. 3 – Involuppo momenti flettenti SLU

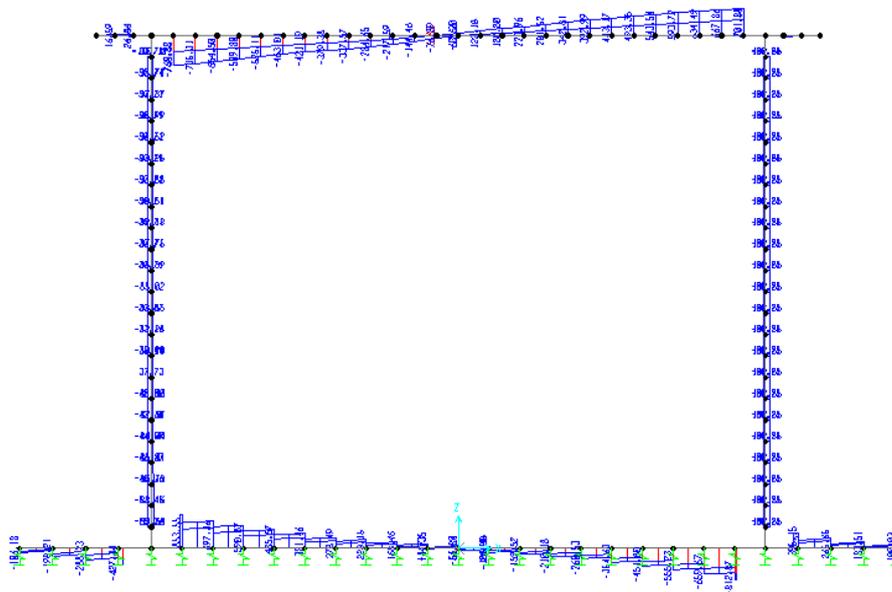


Fig. 4 – Involuppo sforzi taglienti SLU



Fig. 5 – Involuppo azioni assiali SLU

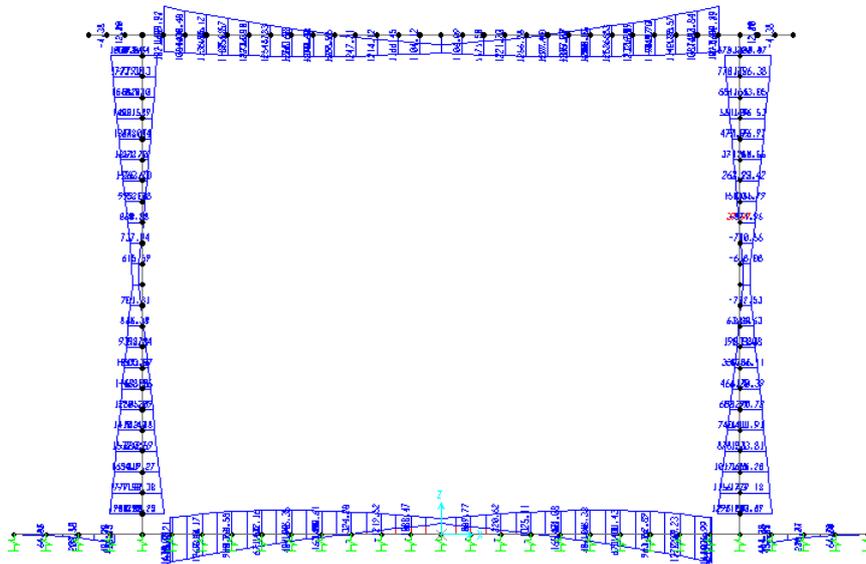


Fig. 6 – Involuppo momenti flettenti SLV (q=1)

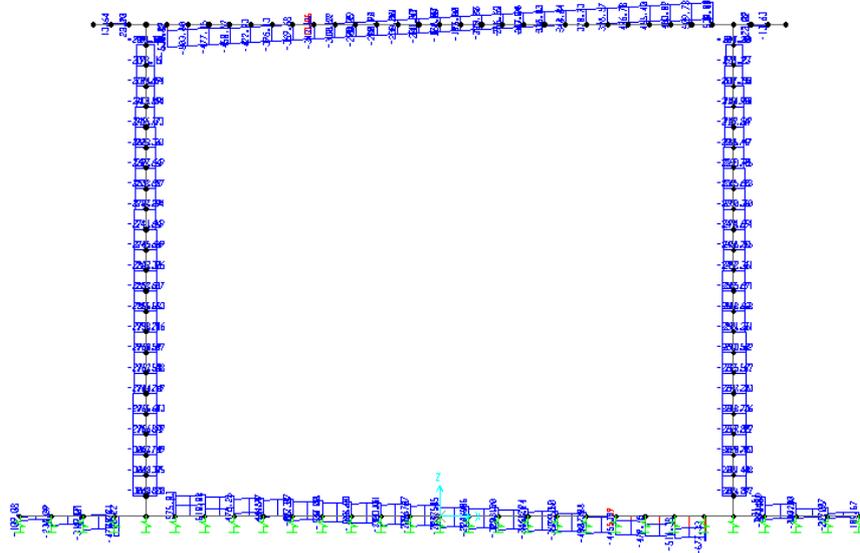


Fig. 7 – Involuppo sforzi taglienti SLV(q=1)

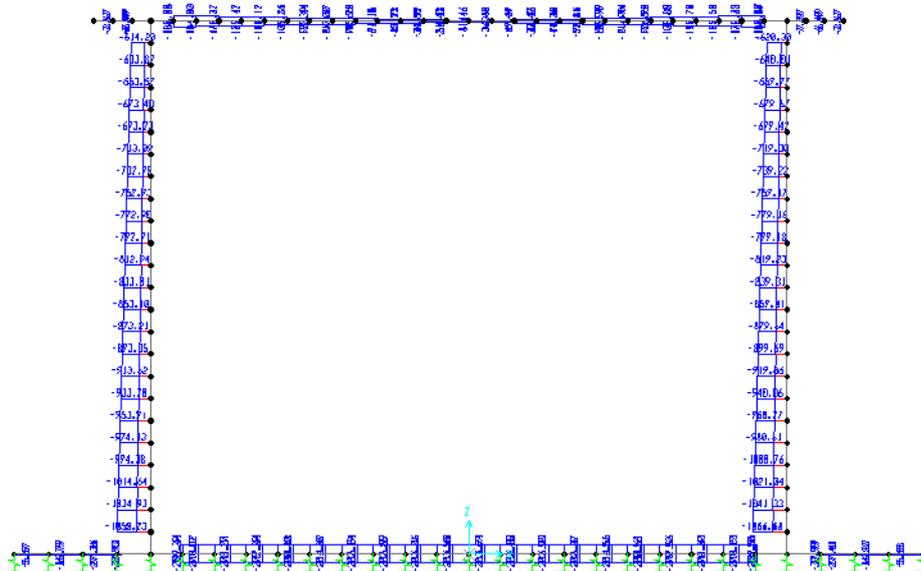


Fig. 8 – Involuppo azioni assiali SLV(q=1)

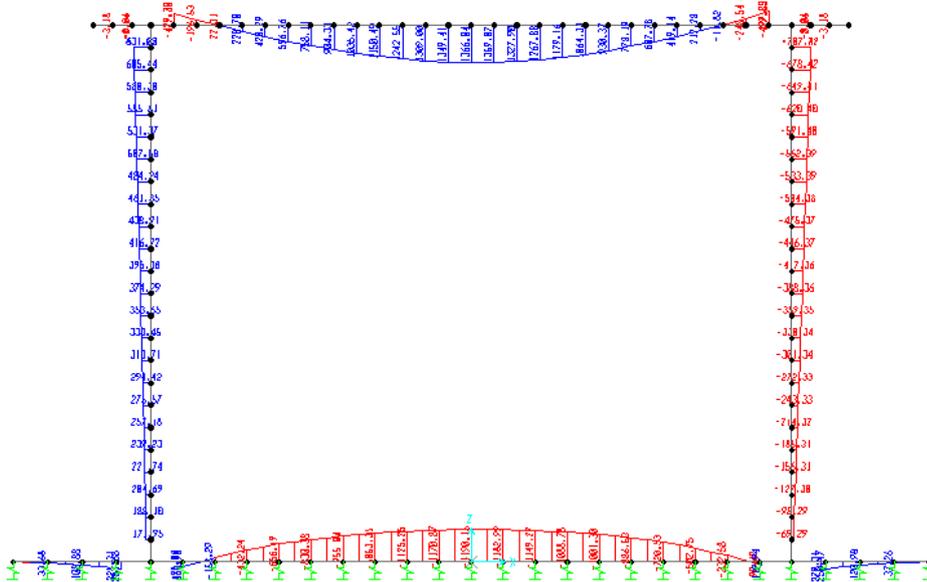


Fig. 9 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

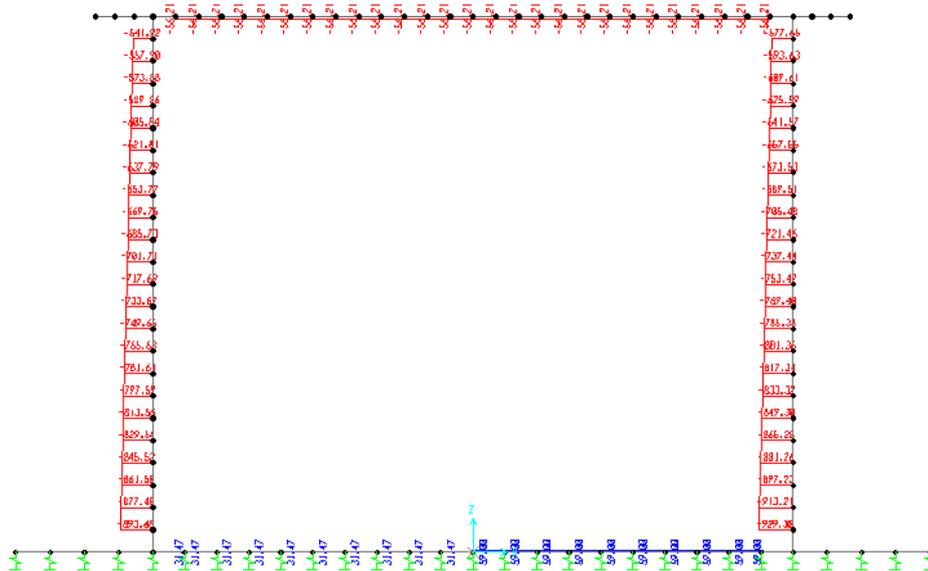


Fig. 10 – Involuppo azioni assiali SLE rara

10 VERIFICA 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.

| | | SLU STR-SLV | | | | |
|-------------------|--------------|-------------|----------------|--------|-----------------|-----------|
| Elemento | Sezione | ID Asta | C.C. M_{max} | N (kN) | M_{max} (kNm) | T_{max} |
| soletta inferiore | nodo | 1 | SLU59-STR | 85.39 | -1637.97 | 854.00 |
| | campata | | SLU13-SIS | 294.83 | 1641.29 | 854.00 |
| soletta superiore | nodo | 3 | SLU17-SIS | 137.36 | -1309.59 | 769.22 |
| | campata | | SLU55-STR | 46.12 | 2047.74 | - |
| piedritti | nodo soletta | 2 | SLU02-SIS | 914.81 | -807.59 | 212.20 |
| | nodo soletta | | SLU17-SIS | 278.52 | 1451.49 | 212.20 |
| | nodo soletta | 4 | SLU39-STR | 795.53 | 1518.51 | 212.25 |
| | nodo soletta | | SLU02-SIS | 543.05 | -805.74 | 212.25 |

| | | SLE RARA | | | SLE FREQUENTE | | | SLE QUASI PERMANENTE | | |
|-------------------|--------------|----------|--------|-----------------|---------------|--------|-----------------|----------------------|--------|-----------------|
| Elemento | Sezione | ID Asta | N (kN) | M_{max} (kNm) | ID Asta | N (kN) | M_{max} (kNm) | ID Asta | N (kN) | M_{max} (kNm) |
| soletta inferiore | nodo | 1 | 31.47 | -1190.15 | soletta | 44.65 | -1121.92 | soletta | 14.42 | -882.60 |
| | campata | | 32.16 | 487.04 | inferiore | 43.34 | 417.77 | inferiore | 15.00 | 410.30 |
| soletta superiore | nodo | 3 | 74.56 | -896.79 | soletta | 58.06 | -743.20 | soletta | 29.72 | -500.98 |
| | campata | | 38.54 | 1453.39 | superiore | 28.04 | 1275.41 | superiore | -0.30 | 865.30 |
| piedritti | nodo soletta | 2 | 893.63 | 171.79 | piedritti | 862.29 | 131.07 | piedritti | 714.44 | 141.75 |
| | nodo soletta | | 541.75 | 1019.32 | | 501.18 | 918.04 | | 362.56 | 621.23 |
| | nodo soletta | 4 | 577.49 | 1095.75 | | 519.53 | 924.71 | | 362.56 | 621.23 |
| | nodo soletta | | 929.36 | 68.99 | | 881.87 | 138.18 | | 714.44 | 141.75 |

10.1 Verifica soletta inferiore

Si adottano spille 9Ø10/mq

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

| | | | |
|--------------------------------------|---|---------------------|---------------------|
| CALCESTRUZZO - | Classe: | C25/30 | |
| | Resis. compr. di progetto fcd: | 14.160 | MPa |
| | Resis. compr. ridotta fcd': | 7.080 | MPa |
| | Def.unit. max resistenza ec2: | 0.0020 | |
| | Def.unit. ultima ecu: | 0.0035 | |
| | Diagramma tensione-deformaz.: | Parabola-Rettangolo | |
| | Modulo Elastico Normale Ec: | 31475.0 | MPa |
| | Resis. media a trazione fctm: | 2.560 | MPa |
| | Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 | |
| | Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 | |
| | Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: | 137.50 | daN/cm ² |
| | Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: | 0.200 | mm |
| | Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: | 0.00 | Mpa |
| Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: | 0.200 | mm | |
| ACCIAIO - | Tipo: | B450C | |
| | Resist. caratt. snervam. fyk: | 450.00 | MPa |
| | Resist. caratt. rottura ftk: | 450.00 | MPa |
| | Resist. snerv. di progetto fyd: | 391.30 | MPa |
| | Resist. ultima di progetto ftd: | 391.30 | MPa |
| | Deform. ultima di progetto Epu: | 0.068 | |
| | Modulo Elastico Ef | 2000000 | daN/cm ² |
| | Diagramma tensione-deformaz.: | Bilineare finito | |
| | Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 : | 1.00 | |
| | Coeff. Aderenza differito β1*β2 : | 0.50 | |
| Sf limite S.L.E. Comb. Rare: | 337.50 | MPa | |

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C25/30

| N°vertice: | X [cm] | Y [cm] |
|------------|--------|--------|
| 1 | -50.0 | 0.0 |
| 2 | -50.0 | 160.0 |
| 3 | 50.0 | 160.0 |
| 4 | 50.0 | 0.0 |

DATI BARRE ISOLATE

| N°Barra | X [cm] | Y [cm] | DiamØ[mm] |
|---------|--------|--------|-----------|
| 1 | -41.0 | 9.0 | 24 |
| 2 | -41.0 | 151.0 | 24 |
| 3 | 41.0 | 151.0 | 24 |
| 4 | 41.0 | 9.0 | 24 |
| 5 | 41.0 | 146.0 | 24 |
| 6 | -41.0 | 146.0 | 24 |

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

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 40 di 61 |

N°Barre
Ø Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Diametro in mm delle barre della generazione

| N°Gen. | N°Barra Ini. | N°Barra Fin. | N°Barre | Ø |
|--------|--------------|--------------|---------|----|
| 1 | 1 | 4 | 8 | 24 |
| 2 | 2 | 3 | 8 | 24 |
| 3 | 5 | 6 | 3 | 24 |

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 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 | 85.39 | -1637.97 | 854.00 |
| 2 | 294.83 | 1641.29 | 854.00 |

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 | Mx | My |
|---------|-------|----------|------|
| 1 | 31.47 | -1190.15 | 0.00 |
| 2 | 32.16 | 487.04 | 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 | Mx | My |
|---------|-------|---------------------|-------------|
| 1 | 44.65 | -1121.92 (-1395.61) | 0.00 (0.00) |
| 2 | 43.34 | 417.77 (1380.50) | 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 | Mx | My |
|---------|-------|--------------------|-------------|
| 1 | 14.42 | -882.60 (-1386.01) | 0.00 (0.00) |
| 2 | 15.00 | 410.30 (1351.65) | 0.00 (0.00) |

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 41 di 61 |

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

| | |
|--|--------|
| Copriferro netto minimo barre longitudinali: | 7.8 cm |
| Interferro netto minimo barre longitudinali: | 2.6 cm |
| Copriferro netto minimo staffe: | 6.8 cm |

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

| | |
|-----------|--|
| 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 [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa] |

| N°Comb | Ver | N | Mx | N Res | Mx Res | Mis.Sic. | As Totale |
|--------|-----|--------|----------|--------|----------|----------|-------------|
| 1 | S | 85.39 | -1637.97 | 85.16 | -3837.62 | 2.34 | 113.1(48.0) |
| 2 | S | 294.83 | 1641.29 | 294.75 | 2788.17 | 1.70 | 113.1(48.0) |

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

| | |
|--------|--|
| ec max | Deform. unit. massima del conglomerato 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 | 0.00350 | -50.0 | 0.0 | 0.00125 | -41.0 | 9.0 | -0.03421 | -41.0 | 151.0 |
| 2 | 0.00350 | -50.0 | 160.0 | 0.00095 | -41.0 | 151.0 | -0.03928 | -41.0 | 9.0 |

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 | -0.000249704 | 0.003500000 | ---- | ---- |
| 2 | 0.000000000 | 0.000283306 | -0.041828949 | ---- | ---- |

VERIFICHE A TAGLIO

| | |
|---------------|--|
| Diam. Staffe: | 10 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 conglomerato [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] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. |

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 42 di 61 |

I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 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 conglomerato
 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 | Ved | Vcd | Vwd | d z | bw | Ctg | Acw | Ast | A.Eff |
|--------|-----|--------|---------|-------------|-------|-------|-------|-------|-----|----------|
| 1 | S | 854.00 | 3562.98 | 897.25154.4 | 145.4 | 100.0 | 2.500 | 1.004 | 6.0 | 6.3(0.0) |
| 2 | S | 854.00 | 3612.24 | 901.36155.1 | 146.1 | 100.0 | 2.500 | 1.013 | 6.0 | 6.3(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 conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf 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 | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 3.35 | -50.0 | 0.0 | -128.4 | 31.9 | 151.0 | 2650 | 67.9 |
| 2 | S | 1.48 | -50.0 | 160.0 | -73.6 | 4.6 | 9.0 | 2250 | 45.2 |

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 fctm
 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 cm | sr max | wk | Mx fess | My fess |
|-------|-----|----------|----|-------|------|----|-------------------|--------|--------------|----------|---------|
| 1 | S | -0.00070 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00039 (0.00039) | 425 | 0.164 (0.20) | -1390.13 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00040 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00022 (0.00022) | 468 | 0.103 (0.20) | 1364.16 | 0.00 |

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

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 3.16 | -50.0 | 0.0 | -120.0 | 31.9 | 151.0 | 2650 | 67.9 |
| 2 | S | 1.28 | -50.0 | 160.0 | -61.5 | 31.9 | 9.0 | 2250 | 45.2 |

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

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 43 di 61 |

| Comb. | Ver | e1 | e2 | k2 | Ø | Cf | e sm - e cm | sr max | wk | Mx fess | My fess |
|-------|-----|----------|----|-------|------|----|-------------------|--------|--------------|----------|---------|
| 1 | S | -0.00065 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00036 (0.00036) | 425 | 0.153 (0.20) | -1395.61 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00033 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00018 (0.00018) | 468 | 0.086 (0.20) | 1380.50 | 0.00 |

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

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 2.48 | -50.0 | 0.0 | -95.8 | 31.9 | 151.0 | 2650 | 67.9 |
| 2 | S | 1.24 | -50.0 | 160.0 | -63.2 | -4.6 | 9.0 | 2250 | 45.2 |

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 | -0.00052 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00029 (0.00029) | 425 | 0.122 (0.20) | -1386.01 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00034 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00019 (0.00019) | 468 | 0.089 (0.20) | 1351.65 | 0.00 |

10.1 Verifica soletta superiore

Si adottano spille 9Ø10/mq

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

| | | |
|--------------------------------------|---|-----------------------------|
| CALCESTRUZZO - | Classe: | C32/40 |
| | Resis. compr. di progetto fcd: | 18.800 MPa |
| | Resis. compr. ridotta fcd': | 9.400 MPa |
| | Def.unit. max resistenza ec2: | 0.0020 |
| | Def.unit. ultima ecu: | 0.0035 |
| | Diagramma tensione-deformaz.: | Parabola-Rettangolo |
| | Modulo Elastico Normale Ec: | 33643.0 MPa |
| | Resis. media a trazione fctm: | 3.100 MPa |
| | Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 |
| | Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 |
| | Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: | 182.60 daN/cm ² |
| | Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: | 0.200 mm |
| | Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: | 0.00 Mpa |
| Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: | 0.200 mm | |
| ACCIAIO - | Tipo: | B450C |
| | Resist. caratt. snervam. fyk: | 450.00 MPa |
| | Resist. caratt. rottura ftk: | 450.00 MPa |
| | Resist. snerv. di progetto fyd: | 391.30 MPa |
| | Resist. ultima di progetto ftd: | 391.30 MPa |
| | Deform. ultima di progetto Epu: | 0.068 |
| | Modulo Elastico Ef | 2000000 daN/cm ² |
| | Diagramma tensione-deformaz.: | Bilineare finito |
| | Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 : | 1.00 |
| | Coeff. Aderenza differito β1*β2 : | 0.50 |
| Sf limite S.L.E. Comb. Rare: | 337.50 MPa | |

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

| | |
|----------------------|------------|
| Forma del Dominio: | Poligonale |
| Classe Conglomerato: | C32/40 |

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 44 di 61 |

| N°vertice: | X [cm] | Y [cm] |
|------------|--------|--------|
| 1 | -50.0 | 0.0 |
| 2 | -50.0 | 130.0 |
| 3 | 50.0 | 130.0 |
| 4 | 50.0 | 0.0 |

DATI BARRE ISOLATE

| N°Barra | X [cm] | Y [cm] | DiamØ[mm] |
|---------|--------|--------|-----------|
| 1 | -40.4 | 9.6 | 24 |
| 2 | -40.4 | 120.4 | 24 |
| 3 | 40.4 | 120.4 | 24 |
| 4 | 40.4 | 9.6 | 24 |
| 5 | 40.4 | 115.0 | 24 |
| 6 | -40.4 | 115.0 | 24 |
| 7 | 40.4 | 15.0 | 24 |
| 8 | -40.4 | 15.0 | 24 |

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 | 4 | 8 | 24 |
| 2 | 2 | 3 | 8 | 24 |
| 3 | 5 | 6 | 3 | 24 |
| 4 | 7 | 8 | 8 | 24 |

ARMATURE A TAGLIO

| | |
|------------------|------------------------------------|
| Diametro staffe: | 10 mm |
| Passo staffe: | 22.8 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 | 137.36 | -1309.59 | 769.22 |
| 2 | 46.12 | 2047.74 | 0.00 |

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 | Mx | My |
|---------|---|----|----|
|---------|---|----|----|

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 45 di 61 |

| | | | |
|---|-------|---------|------|
| 1 | 74.56 | -896.79 | 0.00 |
| 2 | 38.54 | 1453.39 | 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 | Mx | My |
|---------|-------|--------------------|-------------|
| 1 | 58.06 | -743.20 (-1196.41) | 0.00 (0.00) |
| 2 | 28.04 | 1275.41 (1219.41) | 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 | Mx | My |
|---------|-------|--------------------|-------------|
| 1 | 29.72 | -500.98 (-1190.54) | 0.00 (0.00) |
| 2 | -0.30 | 865.30 (1212.78) | 0.00 (0.00) |

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

| | |
|--|--------|
| Copriferro netto minimo barre longitudinali: | 8.4 cm |
| Interferro netto minimo barre longitudinali: | 3.0 cm |
| Copriferro netto minimo staffe: | 7.4 cm |

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

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 | 137.36 | -1309.59 | 137.54 | -3066.27 | 2.34 | 158.3(39.0) |
| 2 | S | 46.12 | 2047.74 | 46.07 | 3925.06 | 1.92 | 158.3(39.0) |

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Deform. unit. massima del conglomerato 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 |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 46 di 61 |

| | | | | | | | | | |
|---|---------|-------|-------|---------|-------|-------|----------|-------|-------|
| 1 | 0.00350 | -50.0 | 0.0 | 0.00107 | -40.4 | 9.6 | -0.02702 | -40.4 | 120.4 |
| 2 | 0.00350 | -50.0 | 130.0 | 0.00132 | -40.4 | 120.4 | -0.02382 | -40.4 | 9.6 |

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 | -0.000253473 | 0.003500000 | ---- | ---- |
| 2 | 0.000000000 | 0.000226939 | -0.026002030 | ---- | ---- |

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 22.8 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 conglomerato [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]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 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 conglomerato
 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.proiettata
 sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

| N°Comb | Ver | Ved | Vcd | Vwd | d z | bw | Ctg | Acw | Ast | A.Eff |
|--------|-----|--------|---------|--------------|-------|-------|-------|-------|-----|----------|
| 1 | S | 769.22 | 3744.52 | 774.22124.5] | 114.9 | 100.0 | 2.500 | 1.006 | 6.8 | 6.9(0.0) |
| 2 | S | 0.00 | 5378.99 | 307.95123.8] | 114.2 | 100.0 | 1.000 | 1.002 | 0.0 | 6.9(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 conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf 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 | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 3.32 | -50.0 | 0.0 | -120.7 | 31.4 | 120.4 | 2850 | 67.9 |
| 2 | S | 5.15 | -50.0 | 130.0 | -156.0 | -31.4 | 9.6 | 2998 | 90.5 |

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 47 di 61 |

| | |
|-------------|--|
| 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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(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 | -0.00067 | 0 | 0.500 | 24.0 | 84 | 0.00036 (0.00036) | 457 | 0.166 (0.20) | -1197.99 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00087 | 0 | 0.500 | 24.0 | 84 | 0.00047 (0.00047) | 421 | 0.197 (0.20) | 1220.76 | 0.00 |

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

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 2.75 | -50.0 | 0.0 | -100.3 | 31.4 | 120.4 | 2850 | 67.9 |
| 2 | S | 4.52 | -50.0 | 130.0 | -137.2 | 4.5 | 9.6 | 2998 | 90.5 |

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 | -0.00056 | 0 | 0.500 | 24.0 | 84 | 0.00030 (0.00030) | 457 | 0.138 (0.20) | -1196.41 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00077 | 0 | 0.500 | 24.0 | 84 | 0.00041 (0.00041) | 421 | 0.173 (0.20) | 1219.41 | 0.00 |

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

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 1.85 | -50.0 | 0.0 | -68.3 | 31.4 | 120.4 | 2850 | 67.9 |
| 2 | S | 3.05 | -50.0 | 130.0 | -94.1 | -22.4 | 9.6 | 2998 | 90.5 |

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 | -0.00038 | 0 | 0.500 | 24.0 | 84 | 0.00020 (0.00020) | 457 | 0.094 (0.20) | -1190.54 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00053 | 0 | 0.500 | 24.0 | 84 | 0.00028 (0.00028) | 421 | 0.119 (0.20) | 1212.78 | 0.00 |

10.1 Verifica piedritti

Si adottano spille 9Ø8/mq

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

| | | |
|-------------------------------|--------------------------------|---------------------|
| CALCESTRUZZO - | Classe: | C32/40 |
| | Resis. compr. di progetto fcd: | 18.800 MPa |
| | Resis. compr. ridotta fcd': | 9.400 MPa |
| | Def.unit. max resistenza ec2: | 0.0020 |
| | Def.unit. ultima ecu: | 0.0035 |
| | Diagramma tensione-deformaz.: | Parabola-Rettangolo |
| | Modulo Elastico Normale Ec: | 33643.0 MPa |
| Resis. media a trazione fctm: | 3.100 MPa | |

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 48 di 61 |

| | | |
|---|--------|---------------------|
| Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 | |
| Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 | |
| Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: | 182.60 | daN/cm ² |
| Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: | 0.200 | mm |
| Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: | 0.00 | Mpa |
| Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: | 0.200 | mm |

ACCIAIO -

| | | |
|--|------------------|---------------------|
| Tipo: | B450C | |
| Resist. caratt. snervam. fyk: | 450.00 | MPa |
| Resist. caratt. rottura ftk: | 450.00 | MPa |
| Resist. snerv. di progetto fyd: | 391.30 | MPa |
| Resist. ultima di progetto ftd: | 391.30 | MPa |
| Deform. ultima di progetto Epu: | 0.068 | |
| Modulo Elastico Ef | 2000000 | 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 CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

| N°vertice: | X [cm] | Y [cm] |
|------------|--------|--------|
| 1 | -50.0 | 0.0 |
| 2 | -50.0 | 130.0 |
| 3 | 50.0 | 130.0 |
| 4 | 50.0 | 0.0 |

DATI BARRE ISOLATE

| N°Barra | X [cm] | Y [cm] | DiamØ[mm] |
|---------|--------|--------|-----------|
| 1 | -41.0 | 9.0 | 24 |
| 2 | -41.0 | 121.0 | 24 |
| 3 | 41.0 | 121.0 | 24 |
| 4 | 41.0 | 9.0 | 24 |
| 5 | 41.0 | 14.0 | 24 |
| 6 | -41.0 | 14.0 | 24 |

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 | 4 | 8 | 24 |
| 2 | 2 | 3 | 8 | 24 |
| 3 | 5 | 6 | 3 | 24 |

ARMATURE A TAGLIO

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

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 49 di 61 |

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 | 914.81 | -807.59 | 212.20 |
| 2 | 278.52 | 1451.49 | 212.20 |
| 3 | 795.53 | 1518.51 | 212.25 |
| 4 | 543.05 | -805.74 | 212.25 |

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 | Mx | My |
|---------|--------|---------|------|
| 1 | 893.63 | 171.79 | 0.00 |
| 2 | 541.75 | 1019.32 | 0.00 |
| 3 | 577.49 | 1095.75 | 0.00 |
| 4 | 929.36 | 68.99 | 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 | Mx | My |
|---------|--------|-------------------|-------------|
| 1 | 714.44 | 141.75 (-1196.41) | 0.00 (0.00) |
| 2 | 362.56 | 621.23 (1321.41) | 0.00 (0.00) |
| 3 | 362.56 | 621.23 (1321.41) | 0.00 (0.00) |
| 4 | 714.44 | 141.75 (0.00) | 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 | Mx | My |
|---------|--------|------------------|-------------|
| 1 | 362.70 | 684.27 (1302.13) | 0.00 (0.00) |
| 2 | 362.70 | 684.27 (1302.13) | 0.00 (0.00) |

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

| | |
|--|--------|
| Copriferro netto minimo barre longitudinali: | 7.8 cm |
| Interferro netto minimo barre longitudinali: | 2.6 cm |
| Copriferro netto minimo staffe: | 7.0 cm |

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

RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 50 di 61 |

| | |
|-----------|--|
| 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 [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa] |

| N°Comb | Ver | N | Mx | N Res | Mx Res | Mis.Sic. | As Totale |
|--------|-----|--------|---------|--------|----------|----------|-------------|
| 1 | S | 914.81 | -807.59 | 914.87 | -2575.05 | 3.23 | 113.1(39.0) |
| 2 | S | 278.52 | 1451.49 | 278.50 | 3156.84 | 2.17 | 113.1(39.0) |
| 3 | S | 795.53 | 1518.51 | 795.36 | 3439.86 | 2.26 | 113.1(39.0) |
| 4 | S | 543.05 | -805.74 | 543.03 | -2373.83 | 2.97 | 113.1(39.0) |

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

| | |
|--------|--|
| ec max | Deform. unit. massima del conglomerato 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 | 0.00350 | -50.0 | 0.0 | 0.00102 | -41.0 | 9.0 | -0.02989 | -41.0 | 121.0 |
| 2 | 0.00350 | -50.0 | 130.0 | 0.00107 | -41.0 | 121.0 | -0.02923 | -41.0 | 9.0 |
| 3 | 0.00350 | -50.0 | 130.0 | 0.00135 | -41.0 | 121.0 | -0.02541 | -41.0 | 9.0 |
| 4 | 0.00350 | -50.0 | 0.0 | 0.00086 | -41.0 | 9.0 | -0.03203 | -41.0 | 121.0 |

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 | -0.000275960 | 0.003500000 | ---- | ---- |
| 2 | 0.000000000 | 0.000270492 | -0.031663996 | ---- | ---- |
| 3 | 0.000000000 | 0.000238918 | -0.027559404 | ---- | ---- |
| 4 | 0.000000000 | -0.000293660 | 0.003500000 | ---- | ---- |

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 conglomerato [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] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce. |
| 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 conglomerato |

RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 51 di 61 |

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 | Ved | Vcd | Vwd | d z | bw | Ctg | Acw | Ast | A.Eff |
|--------|-----|--------|---------|-------------|-------|-------|-------|-------|-----|----------|
| 1 | S | 212.20 | 3898.28 | 457.86124.9 | 115.9 | 100.0 | 2.500 | 1.037 | 1.9 | 4.0(0.0) |
| 2 | S | 212.20 | 3797.09 | 457.46124.8 | 115.8 | 100.0 | 2.500 | 1.011 | 1.9 | 4.0(0.0) |
| 3 | S | 212.25 | 3853.61 | 454.76124.1 | 115.1 | 100.0 | 2.500 | 1.033 | 1.9 | 4.0(0.0) |
| 4 | S | 212.25 | 3851.25 | 459.07125.2 | 116.2 | 100.0 | 2.500 | 1.022 | 1.9 | 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 conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf 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 | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 1.12 | -50.0 | 130.0 | 2.7 | -31.9 | 9.0 | ---- | ---- |
| 2 | S | 4.38 | -50.0 | 130.0 | -106.5 | 13.7 | 9.0 | 2650 | 67.9 |
| 3 | S | 4.70 | -50.0 | 130.0 | -114.8 | -13.7 | 9.0 | 2650 | 67.9 |
| 4 | S | 0.86 | -50.0 | 130.0 | 6.7 | 31.9 | 9.0 | ---- | ---- |

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

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
 e1 Esito della verifica
 e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 = 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 | -0.00067 | 0 | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | 0.000 (0.20) | -1197.99 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00060 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00032 (0.00032) | 425 | 0.136 (0.20) | 1302.64 | 0.00 |
| 3 | S | -0.00064 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00034 (0.00034) | 425 | 0.146 (0.20) | 1301.06 | 0.00 |
| 4 | S | 0.00000 | 0.00000 | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | 0.000 (0.20) | 0.00 | 0.00 |

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

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 0.91 | -50.0 | 130.0 | 2.0 | -31.9 | 9.0 | ---- | ---- |
| 2 | S | 2.68 | -50.0 | 130.0 | -62.9 | -31.9 | 9.0 | 2650 | 67.9 |
| 3 | S | 2.68 | -50.0 | 130.0 | -62.9 | -31.9 | 9.0 | 2650 | 67.9 |

RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 52 di 61 |

4 S 0.91 -50.0 130.0 2.0 -31.9 9.0 --- ---

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 | -0.00056 | 0 | --- | --- | --- | --- | --- | 0.000 (0.20) | -1196.41 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00035 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00019 (0.00019) | 425 | 0.080 (0.20) | 1321.41 | 0.00 |
| 3 | S | -0.00035 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00019 (0.00019) | 425 | 0.080 (0.20) | 1321.41 | 0.00 |
| 4 | S | 0.00000 | 0.00000 | --- | --- | --- | --- | --- | 0.000 (0.20) | 0.00 | 0.00 |

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

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 2.94 | -50.0 | 130.0 | -71.6 | -31.9 | 9.0 | 2650 | 67.9 |
| 2 | S | 2.94 | -50.0 | 130.0 | -71.6 | -31.9 | 9.0 | 2650 | 67.9 |

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 | -0.00040 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00021 (0.00021) | 425 | 0.091 (0.20) | 1302.13 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00040 | 0 | 0.500 | 24.0 | 78 | 0.00021 (0.00021) | 425 | 0.091 (0.20) | 1302.13 | 0.00 |

10.2 Tabella riepilogativa incidenza ferri

| | Inc. Armature [kg/mc] |
|--------------|--------------------------|
| Soletta inf. | 80 |
| Soletta sup. | 135 |
| Piedritto | 95 |

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 20% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 15% per sovrapposizioni/legature)

RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 53 di 61 |

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1 Verifica a carico limite

Si riporta di seguito la verifica a carico limite per la combinazione più gravosa:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

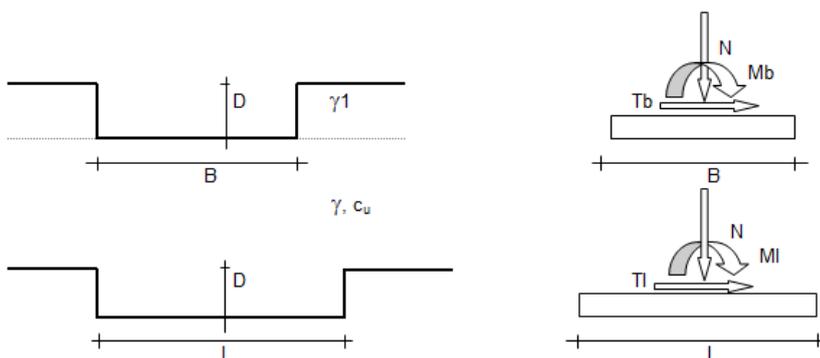
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

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 ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

| Metodo di calcolo | coefficienti parziali | | | | | |
|--------------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|------------|-------|------|
| | azioni | | proprietà del terreno | resistenze | | |
| | permanenti | temporanee variabili | c_u | q_{lim} | scorr | |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M2+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.40 | 1.80 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.40 | 1.80 |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 2.30 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 |
| Tensioni Ammissibili | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 3.00 | 3.00 |
| Definiti dal Progettista | ● | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 |



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 20.00 (m)
 L = 1.00 (m)
 D = 2.90 (m)



RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 54 di 61 |

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 2548.30 | 0.00 | 2548.30 |
| Mb [kNm] | 8181.40 | 0.00 | 8181.40 |
| MI [kNm] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Tb [kN] | 569.00 | 0.00 | 569.00 |
| TI [kN] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| H [kN] | 569.00 | 0.00 | 569.00 |

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 3.21 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 13.58 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 55.10 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.01$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.93$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.07$$

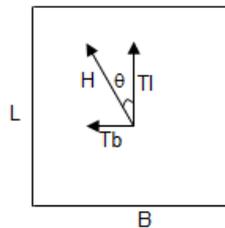
$$\theta = \arctg(T_b/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.93$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.78$$



RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 55 di 61 |

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.50$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 478.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 187.67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 207.95 \geq q = 187.67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 569.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 950.53 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 864.11 \geq H_d = 569.00 \quad (\text{kN})$$

RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 56 di 61 |

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 ($e_B = M_b/N$)

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

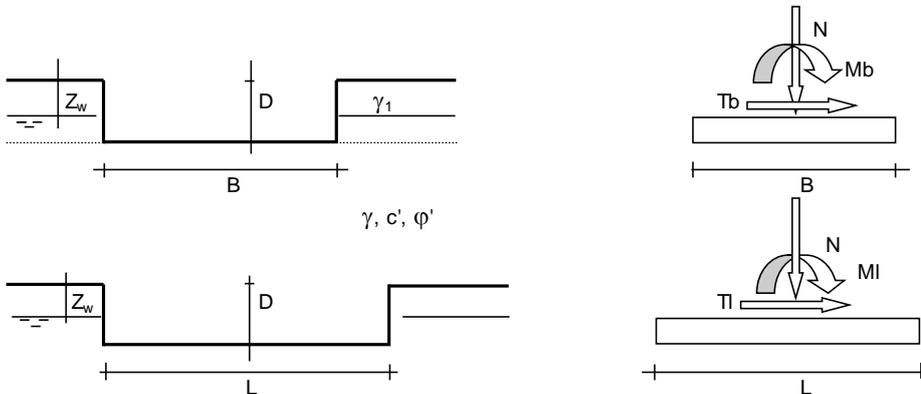
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

coefficienti parziali

| Metodo di calcolo | azioni | | proprietà del terreno | | resistenze | |
|--------------------------|------------|----------------------|-----------------------|------|------------|-------|
| | permanenti | temporanee variabili | $\tan \varphi'$ | c' | q_{lim} | scorr |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | A2+M2+R2 | 1,00 | 1,30 | 1,25 | 1,25 | 1,80 |
| | SISMA | 1,00 | 1,00 | 1,25 | 1,25 | 1,80 |
| | A1+M1+R3 | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | 2,30 |
| | SISMA | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 2,30 |
| Tensioni Ammissibili | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 3,00 | 3,00 |
| Definiti dal Progettista | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 2,30 | 1,10 |



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 20,00 (m)
L = 1,00 (m)
D = 2,85 (m)



RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 57 di 61 |

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 2548,00 | | 2548,00 |
| Mb [kNm] | 8181,40 | | 8181,40 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 569,00 | | 569,00 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 569,00 | 0,00 | 569,00 |

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 5,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 5,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 3,21 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 13,58 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 54,15 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10,08 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10,66$$

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

$$N_c = 20,72$$

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

$$N_y = 10,88$$

s_c, s_q, s_y : fattori di forma

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

$$s_c = 1,04$$

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

$$s_q = 1,03$$

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

$$s_y = 0,97$$

i_c, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,93 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,07 \quad m = 1,93 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

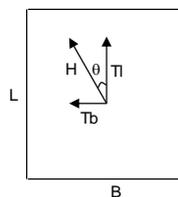
$$i_q = 0,63$$

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

$$i_c = 0,59$$

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

$$i_y = 0,50$$



RELAZIONE DI CALCOLO

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 58 di 61 |

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1,38$$

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

$$d_c = 1,42$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : 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_c, g_q, g_γ : 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

$$q_{lim} = 639,90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 187,65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 278,22 \geq q = 187,65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 569,00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 1256,04 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

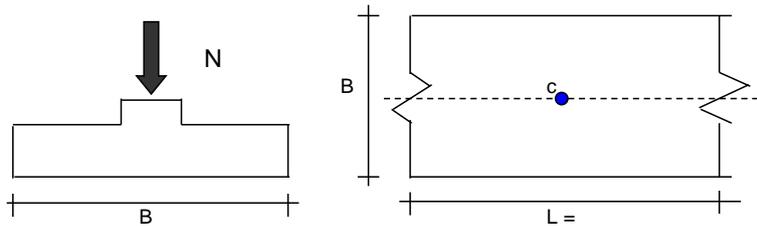
$$S_d / \gamma_R = 1141,85 \geq H_d = 569,00 \quad (\text{kN})$$

11.2 Valutazione dei cedimenti in esercizio

La pressione netta agente per la combinazione rara risulta pari ad 89 kPa.

Data la natura dei terreni in sito, si effettua la valutazione dei cedimenti istantanei e dei cedimenti di consolidazione primaria e secondaria.

Il cedimento totale risulta pari a 7.69 cm:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{ot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 20.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 1780.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 89.00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 5 (-) (numero strati) (massimo 6)

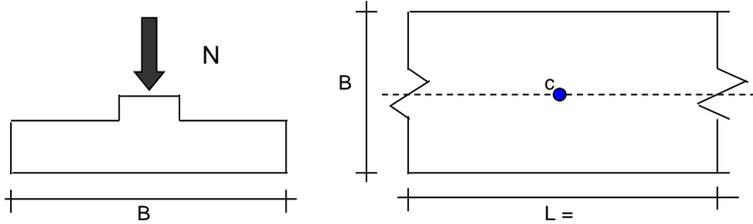
| Strato | Litologia | Spessore | da z _i | a z _{i+1} | Δz _i | E | v | δ _{ci} |
|--------|------------|----------|-------------------|--------------------|-----------------|----------------------|------|-----------------|
| (-) | (-) | (m) | (m) | (m) | (m) | (kN/m ²) | (-) | (cm) |
| 1 | ba | 11.00 | 0.0 | 11.0 | 1.0 | 13000 | 0.30 | 4.99 |
| 2 | bs | 1.50 | 11.0 | 12.5 | 1.5 | 30000 | 0.30 | 0.19 |
| 3 | bg | 4.50 | 12.5 | 17.0 | 1.5 | 40000 | 0.30 | 0.58 |
| 4 | TRVb z<30m | 13.00 | 17.0 | 30.0 | 1.0 | 60000 | 0.30 | 0.88 |
| 5 | TRVb z>30m | 40.00 | 30.0 | 70.0 | 1.0 | 80000 | 0.30 | 1.05 |
| - | | | 0.0 | 0.0 | 1.0 | | | - |

$$\delta_{ctot} = 7.69 \text{ (cm)}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 60 di 61 |

L'aliquota di cedimento istantaneo è pari a 2.88 cm


Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{\text{tot}} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 20.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 1780.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 89.00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 5 (-) (numero strati) (massimo 6)

| Strato | Litologia | Spessore | da z _i | a z _{i+1} | Δz _i | E | v | δ _{ci} |
|--------|------------|----------|-------------------|--------------------|-----------------|----------------------|------|-----------------|
| (-) | (-) | (m) | (m) | (m) | (m) | (kN/m ²) | (-) | (cm) |
| 1 | ba | 11.00 | 0.0 | 11.0 | 1.0 | 31500 | 0.50 | 1.07 |
| 2 | bs | 1.50 | 11.0 | 12.5 | 1.5 | 30000 | 0.50 | 0.14 |
| 3 | bg | 4.50 | 12.5 | 17.0 | 1.5 | 40000 | 0.50 | 0.44 |
| 4 | TRVb z<30m | 13.00 | 17.0 | 30.0 | 1.0 | 90000 | 0.50 | 0.47 |
| 5 | TRVb z>30m | 40.00 | 30.0 | 70.0 | 1.0 | 90000 | 0.50 | 0.76 |
| - | | 0.00 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 0 | 0.00 | - |

$$\delta_{\text{ctot}} = 2.88 \text{ (cm)}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

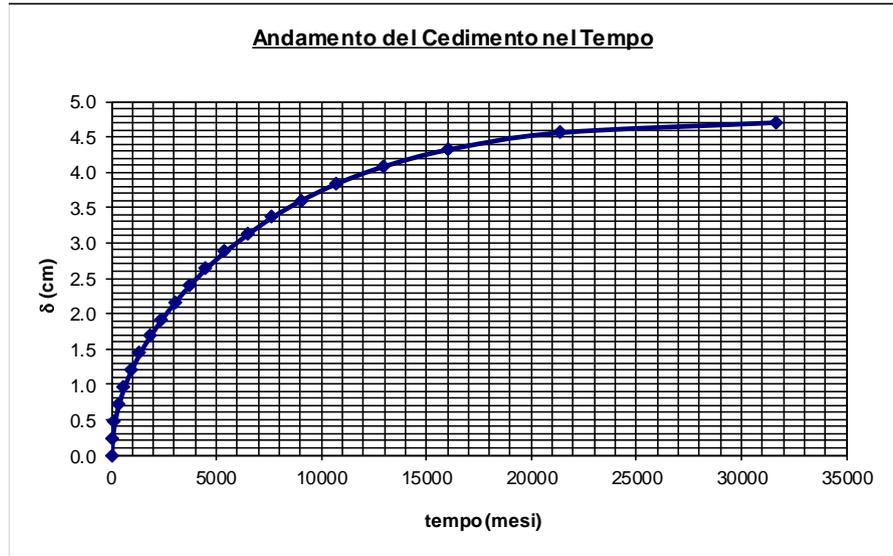
| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3V | 40 | D 29 CL | IR 02 00 001 | A | 61 di 61 |

Di seguito si riporta il diagramma dei cedimenti di consolidazione primaria ($7.69 - 2.88 = 4.81$ cm) nel tempo.

$\delta_{tmax} = 4.81$ (cm) (Cedimento massimo)

$h = 70.00$ (m) (Massimo Percorso di Drenaggio)

$cv = 1.00.E-07$ (m²/sec) (Coeff. di Consolidazione)



Sono stati, infine, valutati i cedimenti di consolidazione secondaria considerando $c_{\alpha} = 0.015$

| | | |
|-----------------------------|--------|------|
| cα | 0.0015 | |
| H | 70.00 | m |
| t100 | 31700 | mesi |

| t [mesi] | δ_{cs} [cm] |
|----------|--------------------|
| 31800 | -0.0144 |
| 31900 | -0.0287 |
| 32000 | -0.0430 |
| 32100 | -0.0572 |
| 32200 | -0.0714 |
| 32300 | -0.0855 |
| 32400 | -0.0996 |
| 32500 | -0.1137 |
| 32600 | -0.1277 |
| 32700 | -0.1416 |

