

STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"
 Adeguamento della piattaforma stradale e messa in
 sicurezza dal km 56+000 al km 64+000
 Stralcio 1 (pk 0+000 – 1+900)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **RM180**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
 PROGIN S.p.A.
 S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

*Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799*

PROGETTISTA FIRMATARIO:

*Dott. Ing. Lorenzo INFANTE (Progin S.p.A.)
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno n. 3446*

RESPONSABILE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE:

Dott. Arch. Salvatore SCOPETTA (Progin S.p.A.)

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)
 Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)

VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

Dott. Ing. Paolo NARDOCCI

PROTOCOLLO

DATA

____ 202_

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:
 Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

MANDANTI:



Direttore Tecnico:
 Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



PROGETTO INFRASTRUTTURA – OPERE D'ARTE MINORI

Relazione di calcolo fondazioni segnaletica

CODICE PROGETTO

D P R M 3 6 8 E 2 3

NOME FILE

T01OM00STRRE05A

REVISIONE

SCALA:

CODICE
 ELAB.

T 0 1 O M 0 0 S T R R E 0 5

A

-

| | | | | | |
|------|-----------------|---------|-------------|------------|------------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| A | Prima emissione | 04-2024 | M. Boccardi | P. Valente | L. Infante |
| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |

Sommario

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | PREMESSA | 2 |
| 2 | DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO | 2 |
| 3 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI | 2 |
| 3.1 | Calcestruzzo per fondazioni | 2 |
| 4 | CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE | 3 |
| 4.1 | Verifiche Strutturali SLU | 3 |
| 4.1.1 | Pressoflessione | 3 |
| 4.1.2 | Taglio | 4 |
| 4.2 | Verifiche strutturali SLE | 5 |
| 4.2.1 | Stato limite di limitazione delle tensioni | 5 |
| 4.2.2 | Stato limite di fessurazione | 6 |
| 4.3 | Verifiche geotecniche per fondazioni superficiali | 7 |
| 5 | ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI | 9 |
| 5.1 | Pesi propri e carichi permanenti non strutturali | 9 |
| 5.2 | Azioni variabili: carico da vento | 9 |
| 5.3 | Combinazioni di carico | 13 |
| 6 | ANALISI E VERIFICHE DEL PLINTO | 14 |
| 6.1.1 | Azioni sul plinto | 14 |
| 6.1.2 | Armatura plinto | 15 |
| 6.1.3 | Verifiche allo SLU | 15 |
| 6.1.4 | Verifiche allo SLE | 17 |
| 6.1.5 | Verifiche Geotecniche | 20 |

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici del Progetto esecutivo “Strada Statale 4 via Salaria: adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza dal km 56+000 al km 64+000”, è prevista la realizzazione delle opere di sostegno necessarie al potenziamento della strada statale S.S.4 “Via Salaria” mediante l’adeguamento della piattaforma esistente ad una piattaforma assimilabile, per caratteristiche tecniche, alla cat. B. In particolare, nel presente documento è affrontato il dimensionamento delle fondazioni per la segnaletica.

2 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l’elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell’ambito del presente documento.

- D.M. 17/01/2018 (NTC18): “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21/01/2019, n.7 CSLLP
- Norma Europea UNI ENV 1990: “Eurocodice 0 – Basi di calcolo”;
- Norma Europea UNI ENV 1991: “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture”;
- Norma Europea UNI ENV 1992: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- Norma Europea UNI ENV 1997: “Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica”;
- Norma Europea UNI EN 1198: “Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

3.1 Calcestruzzo per fondazioni

Di seguito sono illustrati i materiali di calcestruzzo e acciaio, insieme alla classe di esposizione, relativamente all’opera oggetto della presente relazione:

| <i>Riepilogo dei dati del calcestruzzo</i> | | | |
|---|--|---------------|-----|
| <i>Tipologia di calcestruzzo</i> | | C25/30 | |
| <i>Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni</i> | <i>Rck</i> | 30.00 | MPa |
| <i>Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni</i> | <i>fck = 0.83 Rck</i> | 24.90 | MPa |
| <i>Valore medio della resistenza cilindrica</i> | <i>fcm = fck + 8</i> | 32.90 | MPa |
| <i>Resistenza di calcolo breve durata</i> | <i>fcd (Breve Durata) = fck / 1.5</i> | 16.60 | MPa |
| <i>Resistenza di calcolo lunga durata</i> | <i>fcd (Lunga Durata) = 0,85 fcd</i> | 14.11 | MPa |
| <i>Resistenza media a trazione assiale</i> | <i>fctm = 0.3 (fck)^{2/3} [Rck<50/60]</i> | 2.56 | MPa |
| <i>Resistenza caratteristica a trazione</i> | <i>fctk = 0.7 fctm</i> | 1.79 | MPa |
| <i>Resistenza media a trazione per flessione</i> | <i>fcfm = 1.2 fctm</i> | 3.07 | MPa |
| <i>Resistenza di calcolo a trazione</i> | <i>fctd = fctk / 1.5</i> | 1.19 | MPa |
| <i>Modulo di Young</i> | <i>E = 22000 (fcm / 10)^{0.3}</i> | 31447 | MPa |

| Riepilogo dei dati delle armature ordinarie | | | |
|---|----------|--------------|-----|
| Tipologia di Acciaio | | B450C | |
| Tensione caratteristica di snervamento | f_{yk} | 450 | MPa |
| Tensione caratteristica di calcolo | f_{yd} | 391.30 | MPa |
| Modulo Elastico | E_s | 210000 | MPa |

4 CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE

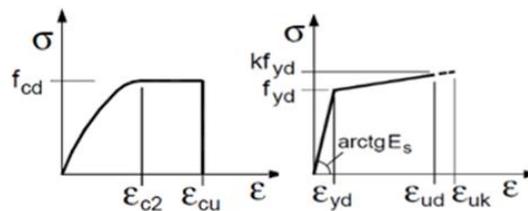
4.1 Verifiche Strutturali SLU

Le verifiche strutturali allo SLU (Stato Limite Ultimo) sono quelle che riguardano l'attingimento della resistenza degli elementi strutturali. Esse sono:

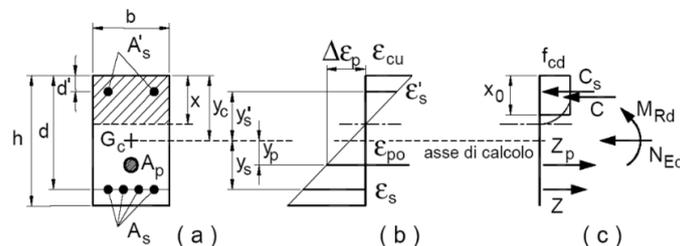
- Verifica a pressoflessione
- Verifica a taglio

4.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC 2018, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi calcestruzzo e acciaio



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione della generica sezione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{rd} = M_{rd}(N_{ed}) \geq M_{ed}$$

- M_{rd} è il valore di calcolo del momento resistente soggetto a N_{ed}
- N_{ed} è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione (sforzo normale)
- M_{ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione

4.1.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

$$v_{min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

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

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d}$$

Dove:

- d è l'altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore
- b_w pari a 1000mm è la larghezza utile della sezione ai fini del taglio

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} , secondo le seguenti formule:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg\theta^2}$$

Essendo:

$$1 \leq ctg\theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC 2018, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad \rightarrow \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\operatorname{cot} \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} \quad \omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}} \quad v = \frac{f'_{cd}}{f_{cd}} = 0,5$$

Dove:

- θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)
- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
- f_{cd} resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima
- ω_{sw} percentuale meccanica di armatura trasversale
- α_c coefficiente maggiorativo (pari ad 1 per membrature non compresse, pari a $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per valori di σ_{cp} compresi tra lo 0% ed il 25% di f_{cd} , pari ad 1,25 per valori compresi tra il 25% ed il 50% di f_{cd} , pari a $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per valori compresi tra il 50% ed il 100% di f_{cd})

Inoltre si precisa che se $\operatorname{ctg} \theta^*$ è compresa tra 1,0 e 2,5 è possibile valutare il taglio resistente in modo tale da eguagliare il taglio resistente lato compressione con il taglio resistente lato trazione. Nel caso di $\operatorname{ctg} \theta^*$ maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature valutabile con $\operatorname{ctg} \theta$ pari a 2,5. Infine nel caso in cui $\operatorname{ctg} \theta^*$ risulta minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse di calcestruzzo ed il taglio coincide con il massimo valore resistente sopportabile dal calcestruzzo valutabile con $\operatorname{ctg} \theta$ pari a 1,0.

4.2 Verifiche strutturali SLE

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.

4.2.1 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 quelli di seguito indicati, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente:

| Calcestruzzo C25/30 | | | |
|-------------------------------|-------------------------------------|-------|-----|
| Combinazione Quasi Permanente | $\sigma_{c,max,Q.P.} = 0,45 f_{cK}$ | 11.20 | MPa |
| Combinazione Rara | $\sigma_{c,max,R.} = 0,60 f_{cK}$ | 14.90 | MPa |

| Acciaio B450C | | | |
|-------------------|--------------------------------|-----|-----|
| Combinazione Rara | $\sigma_{f,max} = 0,80 f_{yK}$ | 360 | MPa |

4.2.2 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*. Si considerano condizioni ambientali ordinarie le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV].

| 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 |

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

| 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 | $\leq w_1$ |

Risultando i valori di w_1 , w_2 , w_3 rispettivamente pari a 0,2mm 0,3mm e 0,4mm. Pertanto dovrà risultare nel nostro progetto:

| Combinazione | Ap. fessure |
|-------------------------------|-----------------------------|
| Combinazione Quasi permanente | $w \leq w_2 = 0.3\text{mm}$ |
| Combinazione Frequente | $w \leq w_3 = 0.4\text{mm}$ |

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. 7/2019.

4.3 Verifiche geotecniche per fondazioni superficiali

Per la verifica di portanza verticale si sono adottate le formulazioni di Brinch Hansen

Condizioni Drenate

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} i_{\gamma} s_{\gamma} b_{\gamma} d_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c i_c s_c b_c d_c g_c + q' N_q i_q s_q b_q d_q g_q$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'} \quad N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$$

Condizioni non Drenate

$$q_{lim} = c_u N_c^o i_c^o s_c^o b_c^o d_c^o g_c^o + t_g^o + q$$

$$N_{\gamma}^o = -2 \sin \omega \quad N_c^o = 2 + \pi \approx 5,14 \quad t_g^o = \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma}^o s_{\gamma}^o$$

$$\Omega = \text{inclinazione p.c.} \quad g_c^o = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

Con riduzione delle dimensioni della fondazione per carichi eccentrici secondo le formulazioni:

$$B' = B - 2 e_B = B - 2 \frac{M_B}{N}$$

$$L' = L - 2 e_L = L - 2 \frac{M_L}{N}$$

Che presenta i seguenti coefficienti correttivi:

| Condizioni Drenate | | | |
|---|--|--|---|
| Coeff. Correttivi | γ | q | c |
| Inclinazione del carico $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$ | $i_{\gamma} = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^{m+1}$ | $i_q = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^m$ | $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$ |
| Fattori di forma | $s_{\gamma} = s_q = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$ | | $s_c = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$ |
| Fattori di inclinazione della base della fondazione | $b_q = b_{\gamma} = (1 - \alpha \tan \phi')^2$ | | $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$ |
| Fattori di inclinazione del piano campagna | $g_{\gamma} = g_q = (1 - \tan \omega)^2$ | | $g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$ |

| Condizioni non Drenate | | | |
|--|--|---|--|
| Coeff. Correttivi | γ | q | c |
| Inclinazione del carico $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H = \sqrt{H_D^2 + H_L^2}$ | - | - | $i_c^o = 1 - \frac{m H }{B' L' c_u N_c}$ |
| Fattori di forma | - | - | $s_c^o = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$ |
| Fattori di inclinazione della base della fondazione | - | - | $b_c^o = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$ |
| Fattori di inclinazione del piano campagna | $g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$ | | $g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$ |

5 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

5.1 Pesì propri e carichi permanenti non strutturali

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici γ come di seguito definiti:

| Materiale | Peso nell'unità di volume |
|--------------------------|------------------------------|
| Calcestruzzo strutturale | $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ |

5.2 Azioni variabili: carico da vento

Per l'azione del carico da vento si è valutato il calcolo secondo le NTC2018:

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

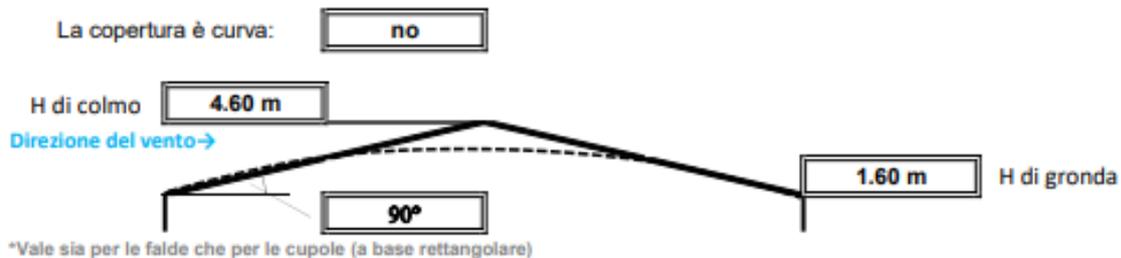
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

| | | |
|---|-----|--------|
| a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione): | 360 | [m] |
| Distanza dalla costa | 70 | [km] |
| T_R (Tempo di ritorno): | 50 | [anni] |
| Categoria di esposizione | II | |

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

| Zona | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s | C_a |
|------|-----------------|-----------|-------|-------|
| 3 | 27 | 500 | 0.37 | 1.000 |

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

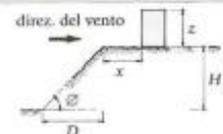
Coefficiente dinamico [§3.3.8]

c_d

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

| 1 | | 2 | | 3 | | | |
|---|-------------------------|---|-----------------------|--|-------------------------|--|---------------------|
| Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina | | Costruzioni ubicate sul livello superiore | | Costruzioni ubicate su di un pendio | | | |
|  | |  | |  | | | |
| $c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$ | | $c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$ | | $c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$ | | | |
| Coefficiente β | | | Coefficiente γ | | | | |
| per: | $\frac{z}{H} \leq 0,75$ | $0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$ | $\frac{z}{H} \geq 2$ | per: | $\frac{H}{D} \leq 0,10$ | $0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$ | $\frac{H}{D} > 0,3$ |
| β | $\beta = 0,5$ | $\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$ | $\beta = 0$ | γ | $\gamma = 0$ | $\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$ | $\gamma = 1$ |

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

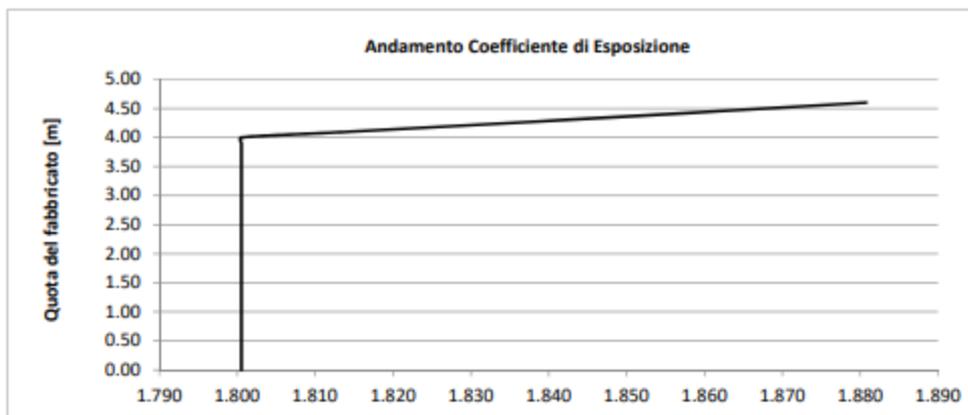
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200m$ valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_e \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

| k_e | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-------|-----------|---------------|
| 0.19 | 0.05 | 4.00 |

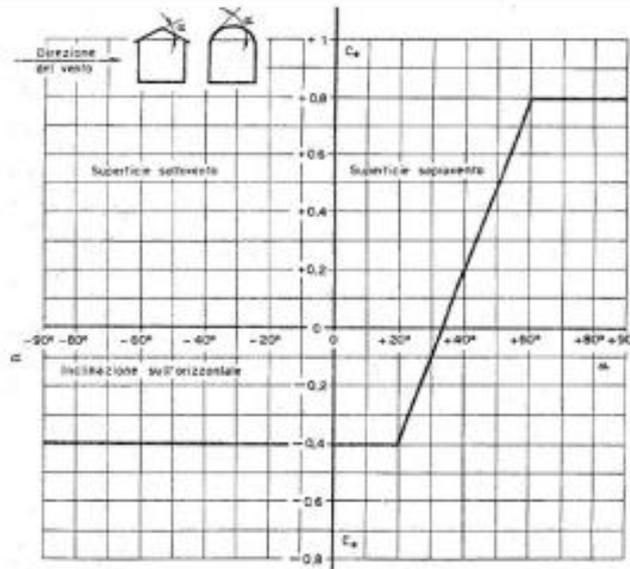
| | | | |
|---|----------------|-------------|------------|
| Coefficiente di esposizione minimo | $c_{e,min}$ | 1.80 | $z < 4.00$ |
| Coefficiente di esposizione alla gronda | $c_{e,gronda}$ | 1.80 | $z = 1.60$ |
| Coefficiente di esposizione al colmo | $c_{e,colmo}$ | 1.88 | $z = 4.60$ |



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

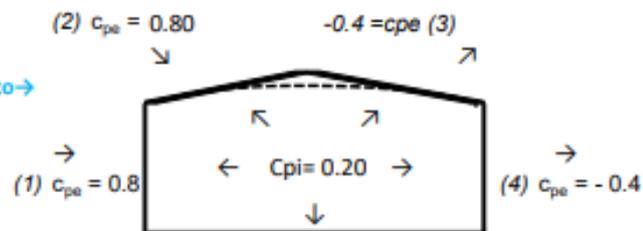


Costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale (caso tipico di civile abitazione)

Configurazione più svantaggiosa

| | | |
|---------------------------|-------|-------|
| (1) parete sopravvento | C_p | 0.60 |
| (2) copertura sopravvento | C_p | 0.60 |
| (3) copertura sottovento | C_p | -0.60 |
| (4) parete sottovento | C_p | -0.60 |

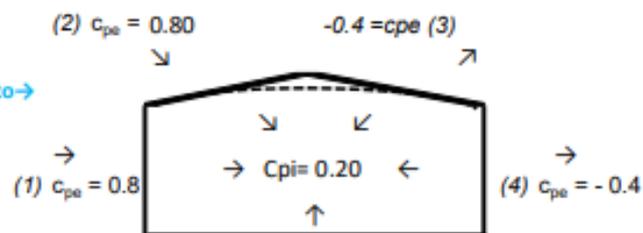
Direzione del vento →



Configurazione A

| | | |
|---------------------------|-------|-------|
| (1) parete sopravvento | C_p | 1.00 |
| (2) copertura sopravvento | C_p | 1.00 |
| (3) copertura sottovento | C_p | -0.20 |
| (4) parete sottovento | C_p | -0.20 |

Direzione del vento →



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

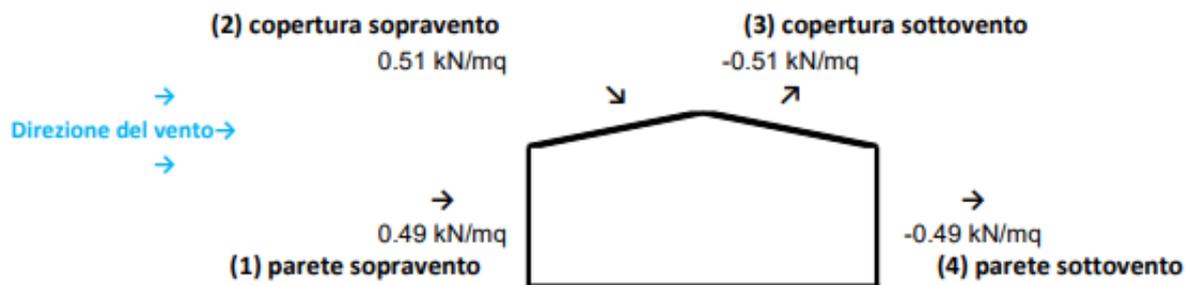
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

| | p [kN/m ²] | c_d | c_t | c_e | c_p | P [kN/m ²] |
|---------------------|--------------------------|-------|-------|-------|-------|--------------------------|
| (1) par. sopravent. | 0.456 | 1.00 | 1.00 | 1.801 | 0.60 | 0.49 |
| (2) cop. sopravent. | 0.456 | 1.00 | 1.00 | 1.881 | 0.60 | 0.51 |
| (3) cop. Sottovent. | 0.456 | 1.00 | 1.00 | 1.881 | -0.60 | -0.51 |
| (4) par. sottovent. | 0.456 | 1.00 | 1.00 | 1.801 | -0.60 | -0.49 |



5.3 Combinazioni di carico

Si riporta nel seguito il riepilogo delle combinazioni di carico esaminate per l'analisi e la verifica del muro di sostegno. In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni con tale simbologia adottata:

- γ : Coefficiente di partecipazione della condizione
- ψ : Coefficiente di combinazione della condizione
- Per le combinazioni d'urto il coefficiente di partecipazione dei carichi stradali è pari a zero

Combinazione SLU

| Condizione | γ | Ψ | Effetto |
|---------------|----------|--------|-------------|
| Peso plinto | 1.30 | -- | Sfavorevole |
| Peso rinterro | 1.50 | -- | Sfavorevole |
| Variabili | 1.50 | 1.00 | Sfavorevole |

Combinazione GEO

| Condizione | γ | Ψ | Effetto |
|---------------|----------|--------|-------------|
| Peso plinto | 1.00 | -- | Favorevole |
| Peso rinterro | 1.00 | -- | Favorevole |
| Variabili | 1.50 | 1.00 | Sfavorevole |

6 ANALISI E VERIFICHE DEL PLINTO

6.1.1 Azioni sul plinto

Di seguito si riportano le azioni che agiscono sul plinto:

| Dati geometrici della segnaletica | | |
|--|-------|-------|
| Area massima del cartello segnaletico | 3.60 | mq |
| Altezza massima del cartello segnaletico | 3.00 | m |
| Altezza da terra del cartello segnaletico | 1.60 | m |
| Area minima del cartello segnaletico | 1.92 | mq |
| Spessore del cartello | 0.00 | m |
| Peso specifico dell'alluminio | 27.00 | kN/mc |
| Tubolari fi90 | 90.00 | mm |
| Spessore tubolari | 3.50 | mm |
| Altezza minima tubolari | 3.20 | m |
| Numero tubolari | 2.00 | - |
| Peso specifico tubolari | 78.50 | kN/mc |
| Peso minimo della segnaletica | 0.56 | kN |
| Dati geometrici della fondazione | | |
| Altezza del plinto | 0.80 | m |
| Larghezza del plinto | 1.60 | m |
| Lunghezza del plinto | 0.80 | m |
| Peso specifico plinto | 25.00 | kN/mc |
| Peso del plinto | 25.60 | kN |
| Azioni variabili sulla struttura | | |
| Pressione del vento | 0.44 | kN/mq |
| Altezza alla quale agisce la forza del vento | 3.10 | m |
| Forza del vento | 1.57 | kN |
| Momento alla base della segnaletica | 4.88 | kNm |
| Azioni a base plinto | | |
| Sforzo normale minimo | 26.16 | kN |
| Taglio massimo | 1.57 | kN |
| Momento massimo | 6.14 | kNm |
| Coefficienti amplificativi | | |
| Coefficienti di sicurezza favorevoli | 1.00 | - |
| Coefficienti di sicurezza sfavorevoli | 1.50 | - |
| Azioni a base plinto amplificate | | |
| Sforzo normale minimo | 26.16 | kN |
| Taglio massimo | 2.36 | kN |
| Momento massimo | 9.21 | kNm |

6.1.2 Armatura plinto

Di seguito si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di:

| Elemento | | Armatura a Flessione | | Armatura a Taglio | |
|------------|----------------|----------------------|-------------|-------------------|--------|
| | | Dir1 | Dir2 | Spilli | Staffe |
| Fondazione | Lato Superiore | 8 Φ 16 | 4 Φ 16 | - | - |
| | Lato Inferiore | 8 Φ 16 | 4 Φ 16 | | |

6.1.3 Verifiche allo SLU

Si riportano i risultati delle verifiche a pressoflessione e taglio. Nelle verifiche è stato considerato un copriferro (distanza tra il bordo e l'asse del ferro longitudinale) pari a 50mm.

Direzione principale

Verifica a pressoflessione

| GEOMETRIA | | | VERIFICA A PRESSOFLESSIONE | | | | | | | | FS | |
|-----------|------|------|----------------------------|----------------------|-------|-----------|--------------|-----------------------------|----|-----|-------|-------------------|
| Elemento | b | h | M_{ed} [kNm] | $N_{ed,min}$ [kN] | Ferri | | Armature | A_s [mm ²] | c | d | | M_{Rd} [kNm] |
| | [mm] | [mm] | | | n | φ | | | | | [mm] | |
| Superiore | 1600 | 800 | 50.0 | 0.00 | 8 | 16 | ϕ 16/20 | 1608.50 | 50 | 750 | 450.0 | 9.00 |
| Inferiore | | | | | 8 | 16 | ϕ 16/20 | 1608.50 | | | | |

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento ad elementi in c.a. non armati a taglio:

| Geometrie | | Armatura long. tesa | Sollecitazioni di Calcolo | | TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO | | | | | | | FS |
|---------------|-----------|-----------------------------|---------------------------|------------------|--|----------|------|--------------------|-----------|---------------------|-------------------|------|
| b_w (mm) | H (mm) | A_s (mm ²) | N_{sd} (KN) | V_{sd} (KN) | σ_{cp} (Mpa) | ρ_t | k | f_{ctk} (Mpa) | v_{min} | V_{Rdmin} (KN) | V_{Rct} (KN) | |
| 1600 | 800 | 1607.68 | 0 | 80.00 | 0.000 | 0.001 | 1.52 | 24.9 | 0.33 | 391.35 | 326.27 | 4.08 |

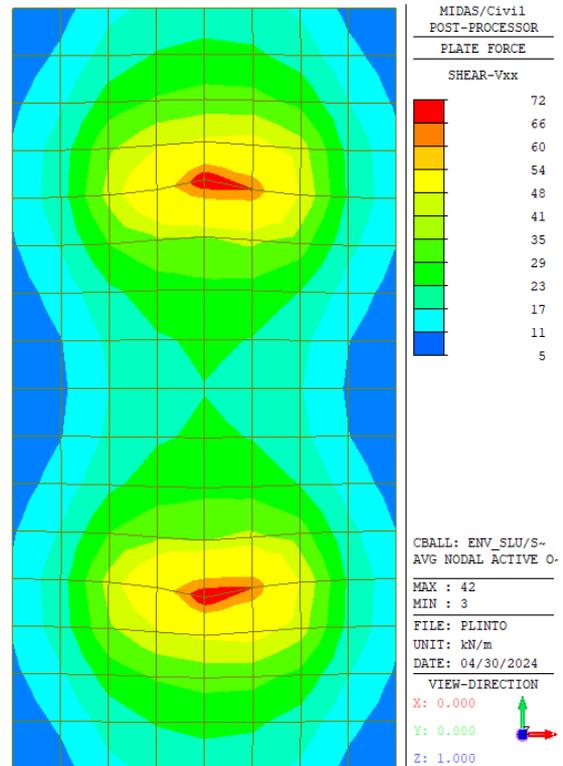
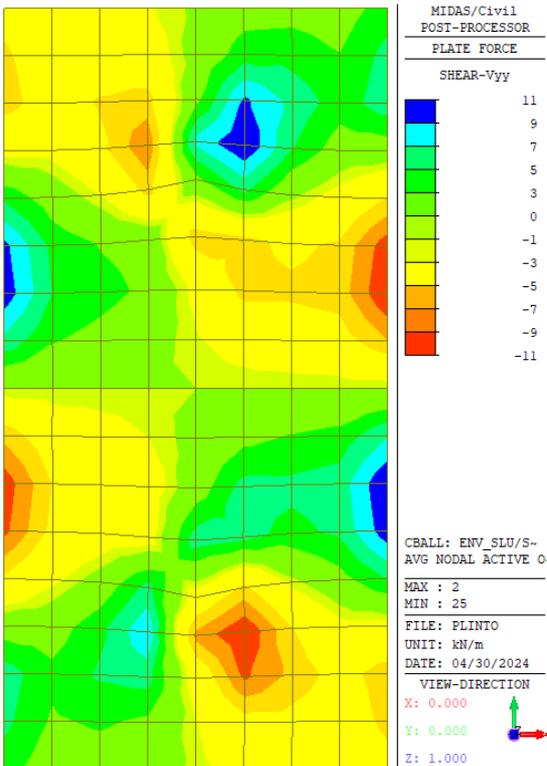
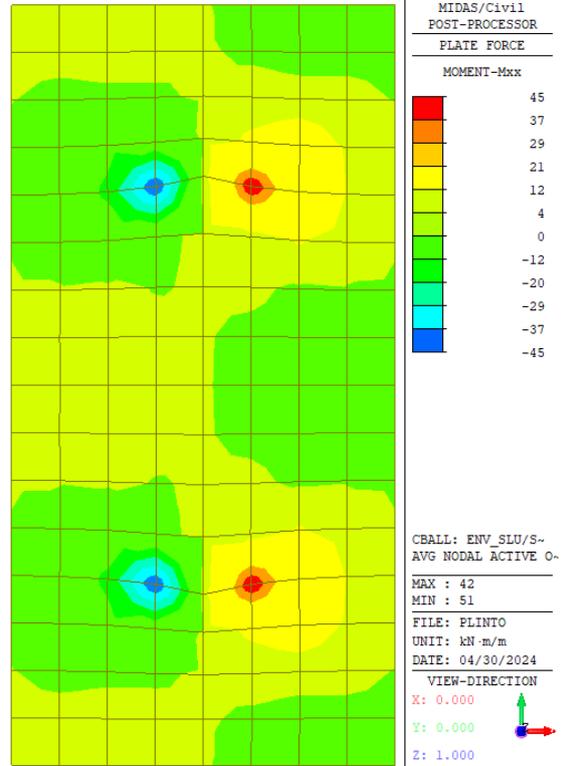
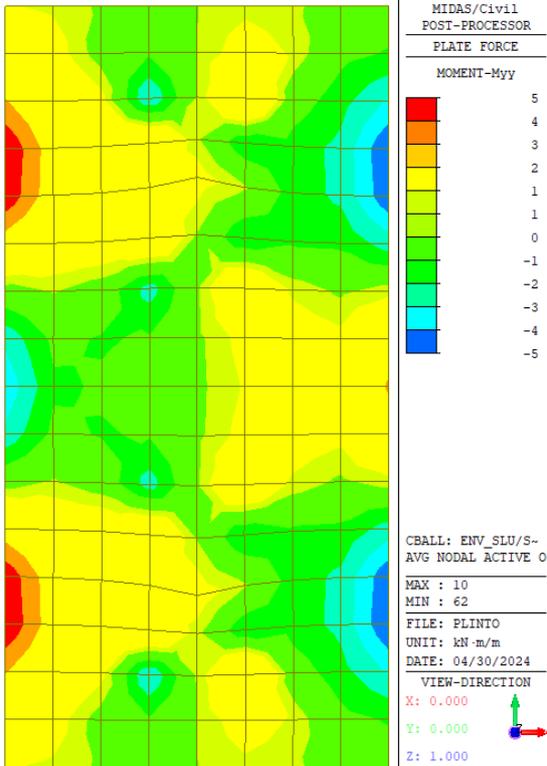
Direzione secondaria

Verifica a pressoflessione

| GEOMETRIA | | | VERIFICA A PRESSOFLESSIONE | | | | | | | | FS | |
|-----------|------|------|----------------------------|----------------------|-------|-----------|--------------|-----------------------------|----|-----|-------|-------------------|
| Elemento | b | h | M_{ed} [kNm] | $N_{ed,min}$ [kN] | Ferri | | Armature | A_s [mm ²] | c | d | | M_{Rd} [kNm] |
| | [mm] | [mm] | | | n | φ | | | | | [mm] | |
| Superiore | 800 | 800 | 5.0 | 0.00 | 4 | 16 | ϕ 16/20 | 804.25 | 50 | 750 | 225.0 | 45.00 |
| Inferiore | | | | | 4 | 16 | ϕ 16/20 | 804.25 | | | | |

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento ad elementi in c.a. non armati a taglio:

| Geometrie | | Armatura long. tesa | Sollecitazioni di Calcolo | | TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO | | | | | | | FS |
|---------------|-----------|-----------------------------|---------------------------|------------------|--|----------|------|--------------------|-----------|---------------------|-------------------|-------|
| b_w (mm) | H (mm) | A_s (mm ²) | N_{sd} (KN) | V_{sd} (KN) | σ_{cp} (Mpa) | ρ_t | k | f_{ctk} (Mpa) | v_{min} | V_{Rdmin} (KN) | V_{Rct} (KN) | |
| 800 | 800 | 803.84 | 0 | 10.00 | 0.000 | 0.001 | 1.52 | 24.9 | 0.33 | 195.68 | 163.14 | 16.31 |



6.1.4 Verifiche allo SLE

Si riportano i risultati delle verifiche allo stato limite di esercizio. Nelle verifiche è stato considerato un copriferro (distanza tra il bordo e l'asse del ferro longitudinale) pari a 50mm.

Direzione principale

Verifiche tensionali

| Verifica delle tensioni | I_p | N_{Ed} | M_{ed} | σ_c | $0,6 f_{ck}$ | FS | σ_f | $0,80 f_{yk}$ | FS |
|-------------------------|--------|----------|----------|------------|--------------|-------|------------|---------------|-------|
| | [-] | [kN] | [kNm] | [Mpa] | [Mpa] | [-] | [Mpa] | [Mpa] | [-] |
| Combo Rara | Plinto | 0.0 | 30.0 | 0.4 | 14.9 | 41.50 | 27.0 | 360.0 | 13.33 |

| Verifica delle tensioni | I_p | N_{Ed} | M_{ed} | σ_c | $0,45 f_{ck}$ | FS |
|-------------------------|--------|----------|----------|------------|---------------|--------|
| | [-] | [kN] | [kNm] | [Mpa] | [Mpa] | [-] |
| Combo Q. Perm. | Plinto | 0.0 | 2.0 | 0.1 | 11.2 | 112.05 |

Verifiche a fessurazione

| Verifica a fessurazione | I_p | N_{Ed} | M_{ed} | σ_f | w_l | FS |
|-------------------------|--------|----------|----------|------------|-------|------|
| | [-] | [kN] | [kNm] | [Mpa] | [mm] | [-] |
| Combo Q. Perm. | Plinto | 0.0 | 2.0 | 2.6 | 0.300 | N.F. |
| Combo Freq. | Plinto | 0.0 | 23.0 | 21 | 0.400 | N.F. |

Direzione secondaria

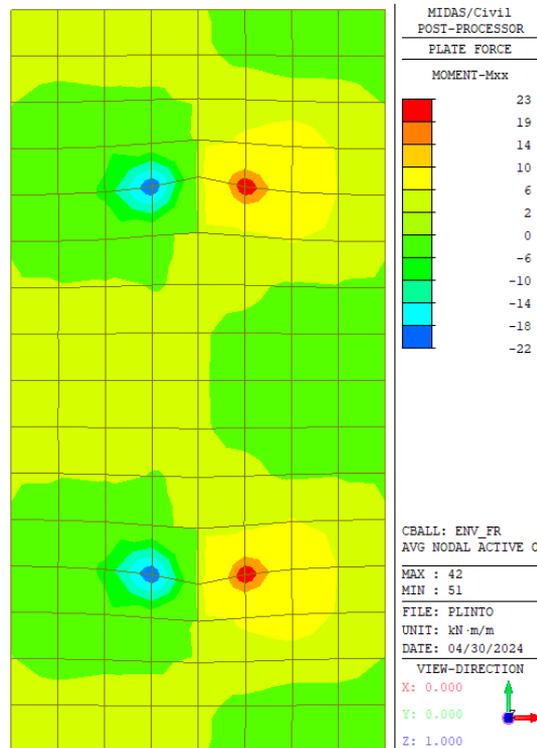
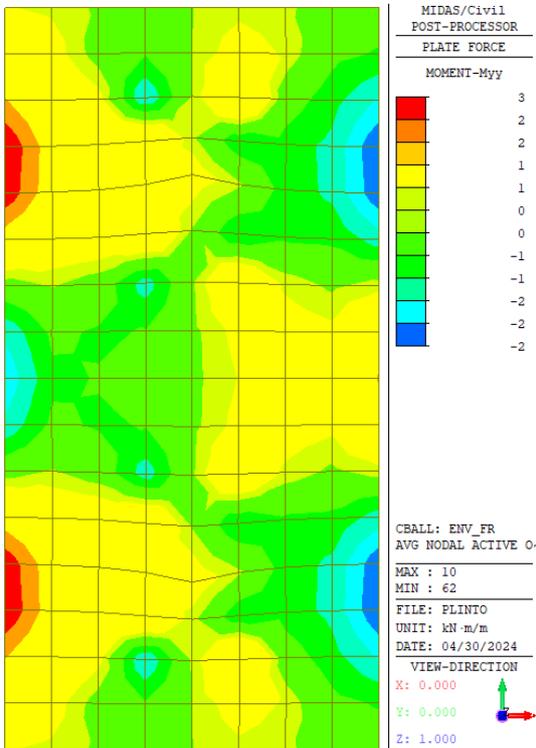
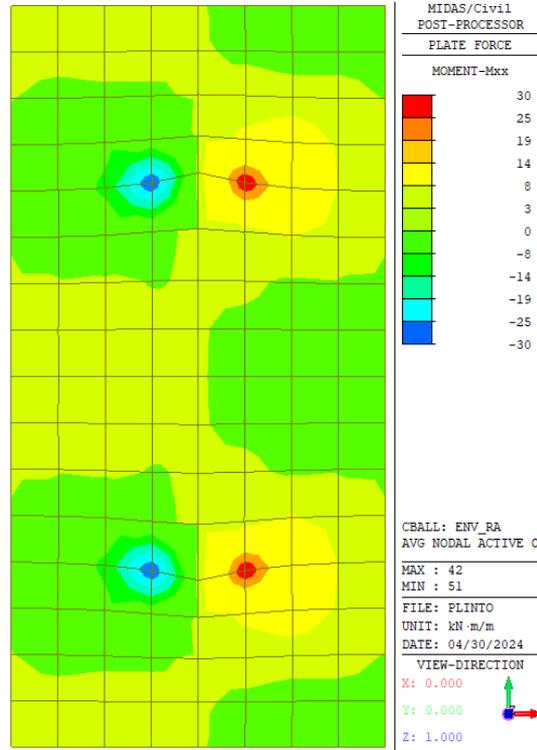
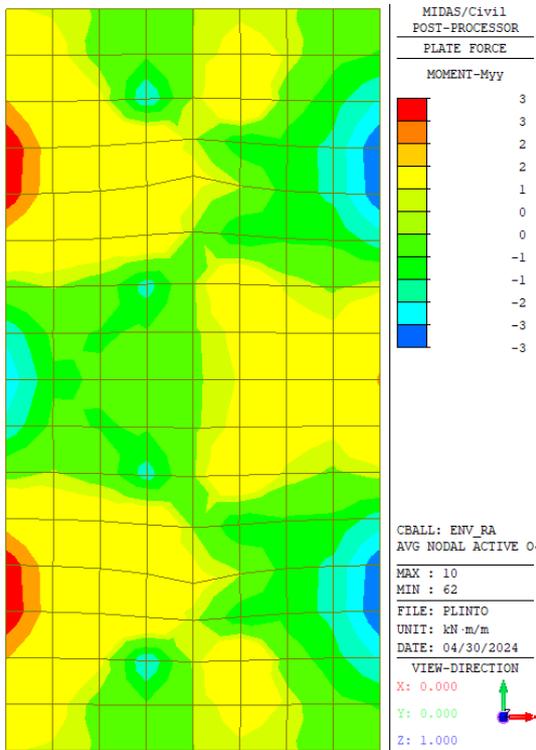
Verifiche tensionali

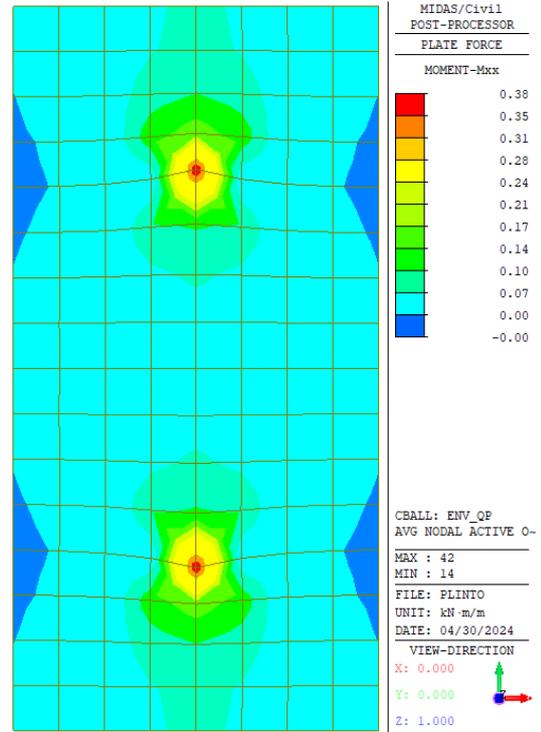
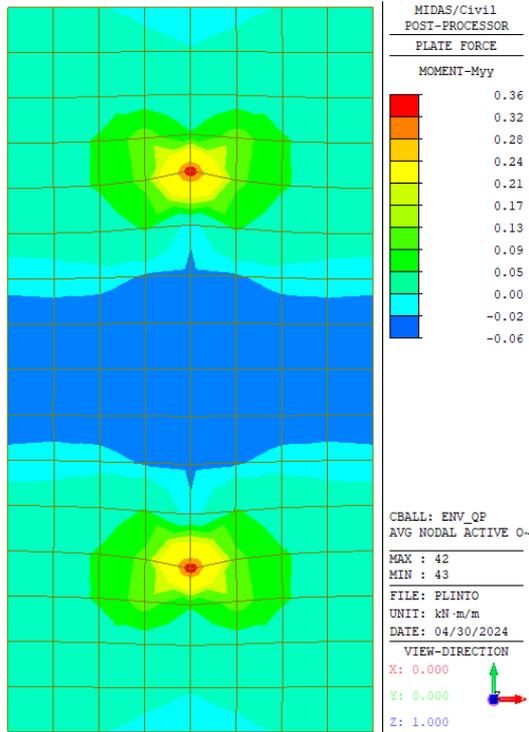
| Verifica delle tensioni | I_p | N_{Ed} | M_{ed} | σ_c | $0,6 f_{ck}$ | FS | σ_f | $0,80 f_{yk}$ | FS |
|-------------------------|--------|----------|----------|------------|--------------|--------|------------|---------------|-------|
| | [-] | [kN] | [kNm] | [Mpa] | [Mpa] | [-] | [Mpa] | [Mpa] | [-] |
| Combo Rara | Plinto | 0.0 | 3.0 | 0.1 | 14.9 | 149.40 | 6.0 | 360.0 | 60.00 |

| Verifica delle tensioni | I_p | N_{Ed} | M_{ed} | σ_c | $0,45 f_{ck}$ | FS |
|-------------------------|--------|----------|----------|------------|---------------|--------|
| | [-] | [kN] | [kNm] | [Mpa] | [Mpa] | [-] |
| Combo Q. Perm. | Plinto | 0.0 | 2.0 | 0.1 | 11.2 | 112.05 |

Verifiche a fessurazione

| Verifica a fessurazione | I_p | N_{Ed} | M_{ed} | σ_f | w_l | FS |
|-------------------------|--------|----------|----------|------------|-------|------|
| | [-] | [kN] | [kNm] | [Mpa] | [mm] | [-] |
| Combo Q. Perm. | Plinto | 0.0 | 2.0 | 4 | 0.300 | N.F. |
| Combo Freq. | Plinto | 0.0 | 3.0 | 6 | 0.400 | N.F. |





6.1.5 Verifiche Geotecniche

Si riportano di seguito le verifiche di carattere geotecnico

| Load | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kNm) | MY (kNm) |
|---|------------|------------|-----------------------|------------|-------------------|
| ENV SLU/SLV | 0.0 | 2.4 | 0.6 | 9.2 | 0.0 |
| Ricoprimento | | | h | 0.00 | m |
| Larghezza Fondazione | | | B | 0.80 | m |
| Profondità piano di posa | | | D | 0.80 | m |
| Lunghezza Fondazione | | | L | 1.60 | m |
| Angolo di attrito | | | Φ | 35.00 | ° |
| Angolo di attrito in radianti | | | Φ | 0.61 | rad |
| Coesione | | | c' | 0.00 | kN/m ² |
| Coesione non drenata | | | cu | 0.00 | kN/m ² |
| Coesione di calcolo (dipende da CND o CD) | | | c | 0.00 | kN/m ² |
| Peso per unità di volume del terreno | | | γ | 19.00 | kN/m ³ |
| Valore Nq | | | Nq | 33.30 | |
| Valore Nc | | | Nc | 46.12 | |
| Valore Ng | | | N γ | 48.03 | |
| Condizioni non drenate? | | | | NO | |
| Sforzo normale del Plinto | | | F _{plinto} | 25.60 | kN |
| Coeff. SLU | | | γ_1 | 1.3 | |
| Sforzo normale del Plinto di Progetto | | | F _{plinto,d} | 33.28 | kN |
| Momento X nel baricentro del plinto | | | M _x | 10.15 | kNm |
| Momento Y nel baricentro del plinto | | | M _y | 0.00 | kNm |
| Eccentricità del carico in B | | | eB | 0.30 | m |
| Eccentricità del carico in L | | | eL | 0.00 | m |
| Dimensione della fondazione corretta B' | | | B' | 0.20 | m |
| Dimensione della fondazione corretta L' | | | L' | 1.60 | m |
| Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma | | | | | |
| Fattore primo membro | | | Sc | 1.09 | |
| Fattore secondo membro | | | Sq | 1.09 | |
| Fattore terzo membro | | | S γ | 0.60 | |
| Fattori di inclinazione del carico | | | | | |
| Coefficiente mB | | | mB | 1.89 | |
| Coefficiente mL | | | mL | 1.11 | |
| Angolo θ | | | θ | 0.00 | |
| Coefficiente m | | | m | 1.11 | |
| Fattore primo membro | | | ic | 0.92 | |
| Fattore secondo membro | | | iq | 0.92 | |
| Fattore terzo membro | | | iy | 0.86 | |

| | | | |
|--|--------------|-------|-------------------|
| Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso) | d | 0.00 | m |
| Peso per unità di volume fino a D | γ_1 | 19.00 | kN/m ³ |
| Peso per unità di volume dopo D | γ_2 | 9.00 | kN/m ³ |
| Coefficiente del terzo membro della formula | $\gamma_2 B$ | 7.20 | kN/m ² |
| Carico del terreno sovrastante | q | 15.20 | kN/m ² |

VERIFICHE - CARICO LIMITE

| | | | |
|---|------|-------------|-------------------|
| Carico limite | qlim | 597 | kN/m ² |
| Carico limite come forza | Qlim | 191 | kN |
| Carico di esercizio | Qed | 34 | kN |
| Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$) | FS | 2.45 | |

VERIFICHE - CARICO LIMITE (PUNZONAMENTO)

| | | | |
|---|---------------|--------|-------------------|
| Modulo elastico del terreno | E | 30 | Mpa |
| Coefficiente di Poisson | ν | 0.3 | |
| Modulo di taglio del terreno | G | 11.54 | MPa |
| Pressione efficace media alla profondità D+B/2 | σ | 18.80 | kPa |
| Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento | Ir | 876.52 | |
| Indice di rigidezza per punzonamento critico | Ir,crit | 254.20 | |
| Meccanismo di punzonamento plausibile? | | No | |
| Fattore primo membro | ψ_c | 29.55 | |
| Fattore secondo membro | ψ_q | 28.38 | |
| Fattore terzo membro | ψ_γ | 28.38 | |
| Carico limite | qlim | - | kN/m ² |
| Carico limite come forza | Qlim | - | kN |
| Carico di esercizio | Qed | 34 | kN |
| Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$) | FS | - | |

VERIFICHE - SCORRIMENTO

| | | | |
|---|----|-------------|----|
| Resistenza allo scorrimento | Fd | 24 | kN |
| Azione per lo scorrimento | Fe | 2 | kN |
| Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$) | FS | 9.13 | |