



Comune di Casola Valsenio

PROGETTO DEFINITIVO

“Intervento di nuova costruzione di centro sportivo di Casola
Valsenio (RA)

per il campo da calcio a 11.

Area di intervento denominata “Furina”

B-RCS

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Codice: S19118-PD-RE003-1



| REV. | DATA | REDATTO | CONTROLLATO |
|------|--------------|---------|-------------|
| 0 | Ottobre 2019 | AO | FM |
| 1 | 14/11/2019 | AO | FM |
| 2 | | | |

| APPROVATO |
|-----------|
| GF |
| GF |
| |



INDICE

| | | |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1 | PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO | 8 |
| 2 | CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROLOGICHE | 9 |
| 3 | DESCRIZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE..... | 11 |
| 3.1 | LOCALE SPOGLIATOI | 11 |
| 3.2 | PLINTI DI FONDAZIONE TORRI FARO..... | 14 |
| 4 | STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA..... | 15 |
| 4.1. | LIVELLO PIEZOMETRICO | 15 |
| 5 | NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI | 16 |
| 6 | DESCRIZIONE DEI NUOVI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE..... | 17 |
| 6.1 | ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO | 17 |
| 6.2 | ELEMENTI IN LEGNO LAMELLARE..... | 18 |
| 7 | ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE | 19 |
| 7.1 | PREMESSA | 19 |
| 7.2 | CLASSE DI DUTTILITÀ E FATTORE DI COMPORTAMENTO | 19 |
| 7.3 | METODO DI ANALISI ESEGUITO..... | 19 |
| 7.4 | MODELLI DI CALCOLO..... | 20 |
| 7.4.1 | Convenzioni modello di calcolo | 20 |
| 7.4.2 | Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo | 21 |
| 8 | AZIONI DI PROGETTO E PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI | 22 |
| 8.1 | AZIONE DELLA NEVE..... | 22 |
| 8.2 | AZIONE SISMICA..... | 23 |
| 9 | STRUTTURA IN ELEVAZIONE LOCALE SPOGLIATOI | 28 |
| 9.1 | MODELLO DI CALCOLO | 28 |
| 9.2 | AZIONI DI PROGETTO..... | 29 |
| 9.2.1 | Carichi permanenti strutturali (dead)..... | 29 |
| 9.2.2 | Carichi permanenti non strutturali (g2) | 30 |
| 9.2.3 | SOVRACCARICHI (sovr) | 32 |
| 9.2.4 | Azione della neve (neve) | 33 |
| 9.2.5 | Azione del vento | 33 |
| 9.2.6 | Coazioni..... | 33 |
| 9.2.7 | Azione SISMICA..... | 33 |
| 9.2.8 | Combinazioni di carico | 34 |

| | | |
|-----------|-----------------------------------------------------------------|-----------|
| 9.3 | TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTE | 35 |
| 9.4 | ANALISI MODALE | 35 |
| 9.5 | GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI | 38 |
| 9.6 | CONFIGURAZIONI DEFORMATE SIGNIFICATIVE | 40 |
| 9.6.1 | Verifiche di deformabilità orizzontale SLE | 40 |
| 9.6.2 | Verifiche di deformabilità orizzontale SLD | 41 |
| 9.7 | SINTESI DEI PRINCIPALI RISULTATI E VERIFICHE DI SICUREZZA | 42 |
| 9.7.1 | Pilastri 30x30..... | 42 |
| 9.7.2 | Travi 30x5060 | 49 |
| 9.8 | COPERTURA LIGNEA | 56 |
| 10 | PLATEA DI FONDAZIONE LOCALE SPOGLIATOI | 57 |
| 10.1 | MODELLO DI CALCOLO | 57 |
| 10.2 | AZIONI DI PROGETTO | 57 |
| 10.3 | RISULTATI DELLE ANALISI | 58 |
| 10.4 | VERIFICHE A MOMENTO FLETTENTE | 62 |
| 10.5 | VERIFICHE A TAGLIO | 63 |
| 10.6 | VERIFICHE TENSIONALI E A FESSURAZIONE | 65 |
| 10.7 | ARMATURA MINIMA | 66 |
| 10.8 | VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE | 66 |
| 11 | PLINTI DI FONDAZIONE TORRI FARO..... | 67 |
| 11.1 | CARATTERISTICHE TECNICHE TORRI FARO | 67 |
| 11.2 | CARATTERISTICHE PLINTO DI FONDAZIONE TORRI FARO..... | 68 |
| 11.3 | AZIONI DI PROGETTO | 68 |
| 11.3.1 | Peso proprio plinto di fondazione | 68 |
| 11.3.2 | Peso torre faro..... | 68 |
| 11.3.3 | Azione del vento | 69 |
| 11.3.4 | Azione sismica..... | 71 |
| 11.4 | COMBINAZIONI DI CARICO | 71 |
| 11.5 | VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU)..... | 71 |
| 11.6 | VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE (GEO)..... | 72 |
| 11.7 | VERIFICA A SCORRIMENTO (GEO) | 74 |
| 11.8 | VERIFICA TIRANTE – PUNTONE (STR) | 74 |

FIGURE

| | | |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------|----|
| FIGURA 2.1 | UBICAZIONE DELL'AREA IN OGGETTO | 9 |
| FIGURA 2.2 | DETTAGLIO DELL'AREA DI STUDIO, IL CUI PERIMETRO È INDICATO CON LINEA ROSSA..... | 10 |
| FIGURA 3.1 | PLANIMETRIA GENERALE E INDIVIDUAZIONE OPERE STRUTTURALI | 11 |
| FIGURA 3.2 | PIANTA PRIMO LIVELLO | 12 |
| FIGURA 3.3 | PIANTA COPERTURA LIGNEA | 12 |

| | | |
|-------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| FIGURA 3.4 | SEZIONE PICCHETTO B | 12 |
| FIGURA 3.5 | SEZIONE 1-1..... | 13 |
| FIGURA 3.6 | INQUADRAMENTO INDICATIVO POSIZIONE N°4 PLINTI | 14 |
| FIGURA 3.7 | PLINTI DI FONDAZIONE TORRE FARO | 14 |
| FIGURA 7.1 | FATTORI DI COMPORTAMENTO Q | 19 |
| FIGURA 8.1 | INDIVIDUAZIONE DEL SITO DI RIFERIMENTO | 23 |
| FIGURA 8.2 | SPETTRO DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE PER LA COMPONENTE ORIZZONTALE (SLD) | 25 |
| FIGURA 8.3 | SPETTRO DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE PER LA COMPONENTE ORIZZONTALE (SLV) – Q=1.0..... | 25 |
| FIGURA 8.4 | SPETTRO DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE PER LA COMPONENTE ORIZZONTALE (SLV) – Q=3.30 | 26 |
| FIGURA 8.5 | SPETTRO DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE PER LA COMPONENTE VERTICALE (SLD)..... | 26 |
| FIGURA 8.6 | SPETTRO DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE PER LA COMPONENTE VERTICALE (SLV) | 27 |
| FIGURA 9.1 | MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI “LOCALE SPOGLIATOI” – VISTA 3D UNIFILARE ED ESTRUSA – ELEVAZIONE 28 | |
| FIGURA 9.2 | LOAD CASE – PESO ELEMENTI STRUTTURALI COPERTURA LIGNEA | 29 |
| FIGURA 9.3 | LOAD CASE – PESO COPERTURA LIGNEA (COPERTURA)..... | 30 |
| FIGURA 9.4 | CARICHI SOLAIO DI COPERTURA..... | 30 |
| FIGURA 9.5 | LOAD CASE – PESO PERMANENTE PORTATO COPERTURA (G2_COP)..... | 31 |
| FIGURA 9.6 | LOAD CASE – PANNELLI SOLARI (PANNELLI)..... | 31 |
| FIGURA 9.7 | LOAD CASE – SOVRACCARICHI (CAT.H) | 32 |
| FIGURA 9.8 | LOAD CASE – AZIONE DELLA NEVE (NEVE_01) | 33 |
| FIGURA 9.9 | TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTE | 35 |
| FIGURA 9.10 | MASSA PARTECIPANTE | 35 |
| FIGURA 9.11 | MODI DI VIBRAZIONE NATURALE DELLA STRUTTURA..... | 36 |
| FIGURA 9.12 | PRIMO MODO DI VIBRARE..... | 36 |
| FIGURA 9.13 | SECONDO MODO DI VIBRARE | 37 |
| FIGURA 9.14 | TERZO MODO DI VIBRARE | 37 |
| FIGURA 9.15 | PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI – BASE REACTIONS CALCOLATE DAL PROGETTISTA..... | 38 |
| FIGURA 9.16 | PESI PERMANENTI PORTATI – BASE REACTIONS CALCOLATE DAL PROGETTISTA | 38 |
| FIGURA 9.17 | SOVRACCARICO DI ESERCIZIO – BASE REACTIONS CALCOLATE DAL PROGETTISTA | 38 |
| FIGURA 9.18 | CONFRONTO BASE REACTIONS SAP2000 E AZIONI CALCOLATE DAL PROGETTISTA..... | 39 |
| FIGURA 9.19 | MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (DIR. X E DIR. Y) – ENV_SLE | 40 |
| FIGURA 9.20 | MASSIMI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (DIR. X E DIR. Y) – ENV_SLD..... | 41 |
| FIGURA 9.21 | ANDAMENTO SOLLECITAZIONI FLETTENTI PILASTRI - M2 E M3– ENV_SLV..... | 42 |
| FIGURA 9.22 | ANDAMENTO SOLLECITAZIONI TAGLIANTI PILASTRI - V2 E V3 – ENV_SLV | 43 |
| FIGURA 9.23 | MOMENTO RESISTENTE PILASTRI 30X30 | 43 |

| | | |
|--------------|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| FIGURA 9.24 | VERIFICA FLESSIONE DEVIATA PILASTRO 30x30 - SLU | 44 |
| FIGURA 9.25 | VERIFICA FLESSIONE DEVIATA PILASTRO 30x30 - SLV | 44 |
| FIGURA 9.26 | TAGLIO RESISTENTE PILASTRI 30x30 | 45 |
| FIGURA 9.27 | VERIFICHE A TAGLIO PILASTRO 30x30 | 45 |
| FIGURA 9.28 | VERIFICA A FESSURAZIONE PILASTRI 30x30 | 47 |
| FIGURA 9.29 | ARMATURA MINIMA PILASTRI 30x30 | 48 |
| FIGURA 9.30 | MOMENTI FLETTENTE M3 – ENV_SLU | 49 |
| FIGURA 9.31 | TAGLIO V2 – ENV_SLU | 49 |
| FIGURA 9.32 | MOMENTI RESISTENTI POSITIVO E NEGATIVO TRAVE 30x50 | 50 |
| FIGURA 9.33 | VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE SLU E SLV | 50 |
| FIGURA 9.34 | RESISTENZA A TAGLIO TRAVI 30x50 | 52 |
| FIGURA 9.35 | VERIFICA A TAGLIO TRAVI 30x50 | 52 |
| FIGURA 9.36 | VERIFICA A FESSURAZIONE TRAVI 30x50 | 54 |
| FIGURA 9.37 | ARMATURA MINIMA TRAVI 30x50 | 55 |
| FIGURA 9.38 | VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE CENTRALE LIGNEA | 56 |
| FIGURA 10.1 | MODELLO DI CALCOLO "GLOBALE" AGLI ELEMENTI FINITI -VISTA 3D ED ESTRUSA | 57 |
| FIGURA 10.2 | AZIONE NORMALE F11MAX | 58 |
| FIGURA 10.3 | AZIONE NORMALE F22MAX | 58 |
| FIGURA 10.4 | AZIONE NORMALE F11MIN– ENV_SLU | 59 |
| FIGURA 10.5 | AZIONE NORMALE F22MIN – ENV_SLU | 59 |
| FIGURA 10.6 | MOMENTO FLETTENTE M11MAX– ENV_SLU | 60 |
| FIGURA 10.7 | MOMENTO FLETTENTE M11MIN– ENV_SLU | 60 |
| FIGURA 10.8 | MOMENTO FLETTENTE M22MAX | 61 |
| FIGURA 10.9 | MOMENTO FLETTENTE M22MIN | 61 |
| FIGURA 10.10 | MOMENTO RESISTENTE PLATEA DI FONDAZIONE | 62 |
| FIGURA 10.11 | RESISTENZA ALLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI SENZA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO | 63 |
| FIGURA 10.12 | TAGLIO V13MAX E V13MIN – CUT OFF | 64 |
| FIGURA 10.13 | TAGLIO V12MAX E V12MIN – CUT OFF | 64 |
| FIGURA 10.14 | VERIFICHE TENSIONALI | 65 |
| FIGURA 10.15 | VERIFICHE DI FESSURAZIONE | 65 |
| FIGURA 10.16 | VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE CONDIZIONI STATICHE – DIREZIONE Y | 66 |
| FIGURA 11.1 | CARATTERISTICHE TECNICHE TORRI FARO | 67 |
| FIGURA 11.2 | PLINTO DI FONDAZIONE TORRI FARO | 68 |
| FIGURA 11.3 | COMBINAZIONI DI CARICO PLINTO DI FONDAZIONE TORRI FARO | 71 |

TABELLE

TABELLA 4-1: UNITÀ GEOTECNICHE-PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO, CARATTERISTICI PER QUANTO CONCERNE QUELLI DI RESISTENZA AL TAGLIO 15

1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

Il presente documento è stato redatto nell'ambito della progettazione definitiva per "Intervento di nuova costruzione del centro sportivo di Casola Valsenio (RA) – Campo di calcio a 11" e riguarda gli aspetti strutturali relativi all'area di intervento.

Il progetto prevede la realizzazione di un centro sportivo destinato prevalentemente alla pratica sportiva del gioco "calcio a 11".

L'ipotesi progettuale si sviluppa lungo una dorsale (percorso pedonale con pendenza inferiore all'8%) che distribuisce da ovest a est i seguenti servizi:

- l'area parcheggio;
- un edificio adibito a spogliatoi atleti e arbitri di un solo piano;
- un campo da calcio a 11 in erba naturale provvisto di tribuna scoperta.

La presente relazione raccoglie e sintetizza le informazioni attualmente disponibili per il sito, derivanti sia da fonti bibliografiche sia da indagini pregresse, oltre a quelle realizzate nel 2018 nell'ambito del presente progetto.

Il presente elaborato tecnico ha lo scopo di dimensionare i seguenti elementi strutturali:

- Il locale spogliatoi;
- Plinti di fondazione delle torri faro.

2 CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROLOGICHE

L'area interessata dalla costruzione del nuovo centro sportivo di Casola Valsenio si trova in località "Furina", a N rispetto al nucleo abitato storico di Casola Valsenio. Ad essa si accede percorrendo la S.P. n.70 "Strada della Lavanda", attraverso un accesso carrabile posto un centinaio di metri a valle rispetto al bivio con la via Macello, che scende verso il centro del paese.

Nella Carta Tecnica Regionale dell'Emilia-Romagna, l'area ricade nella Tavola n. 238SE in scala 1:25.000, nella Sezione n. 238160 "Casola Valsenio" in scala 1:10.000 e nell'Elemento n. 238161 alla scala 1:5.000.

L'area si trova su un ripiano terrazzato posta, a quote comprese tra 230 e 245 metri slm, in sinistra idrografica del torrente Senio.

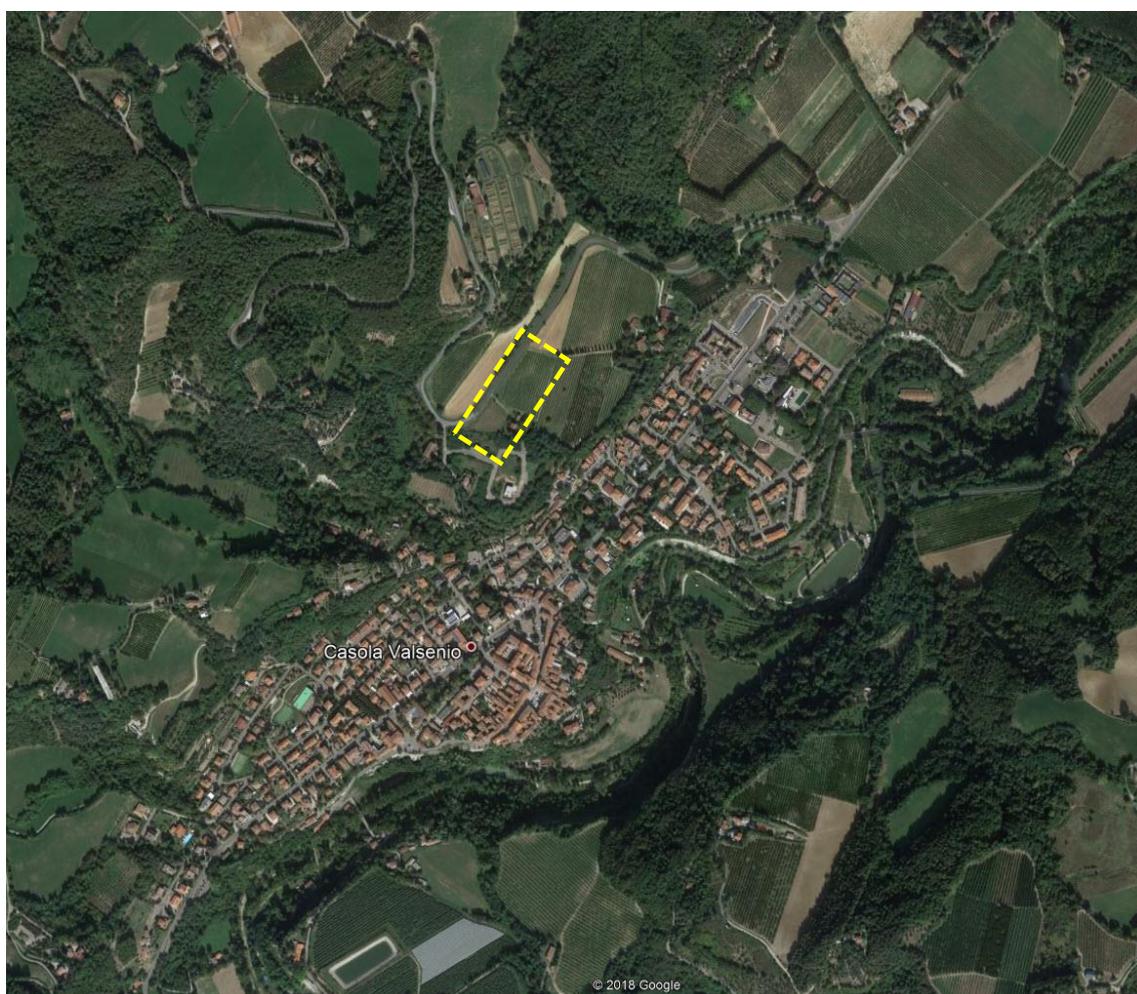


Figura 2.1 Ubicazione dell'area in oggetto

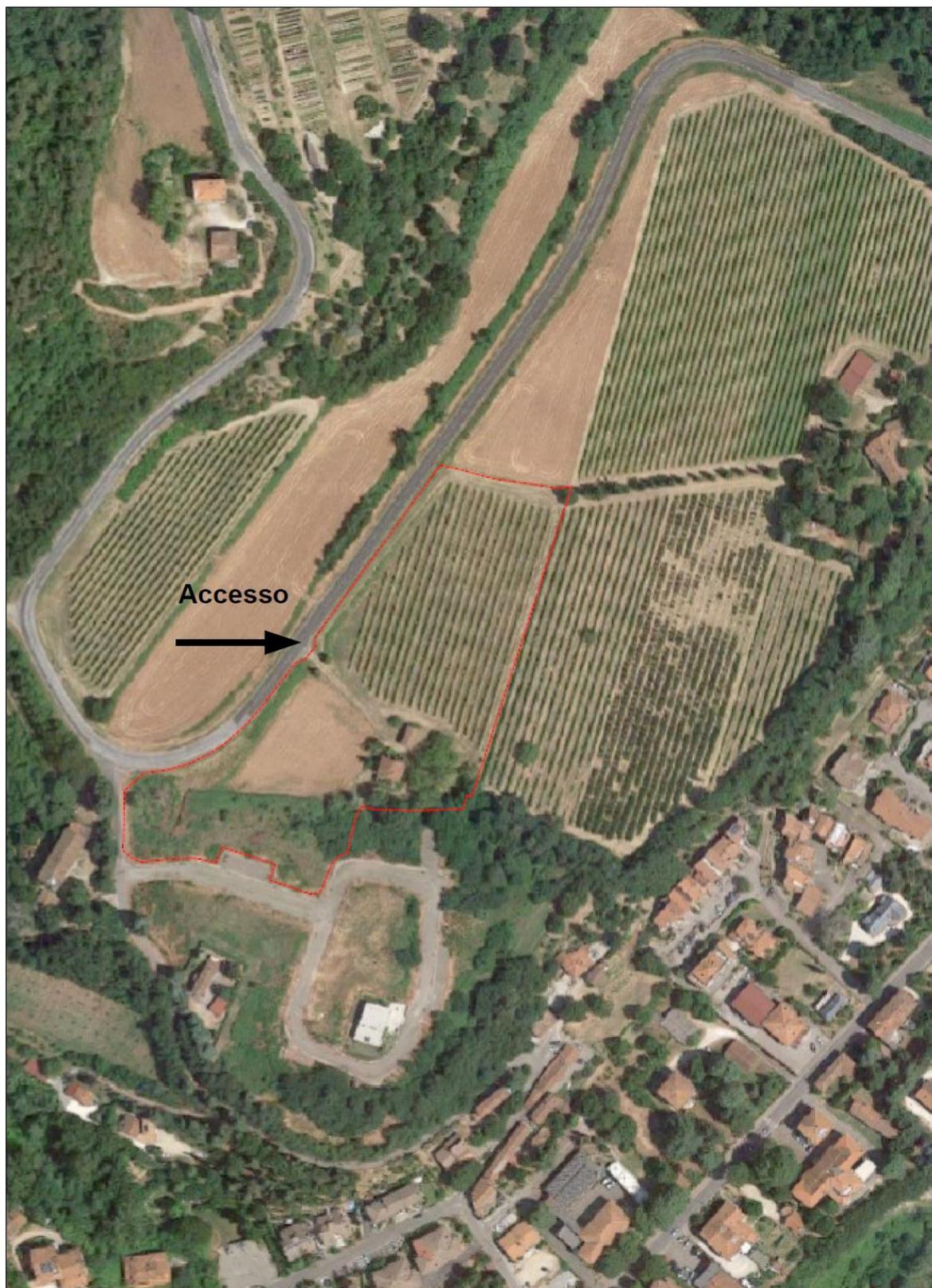


Figura 2.2 Dettaglio dell'area di studio, il cui perimetro è indicato con linea rossa

3 DESCRIZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE

Le opere strutturali oggetto del presente studio sono collocate nelle aree individuate nella figura seguente:

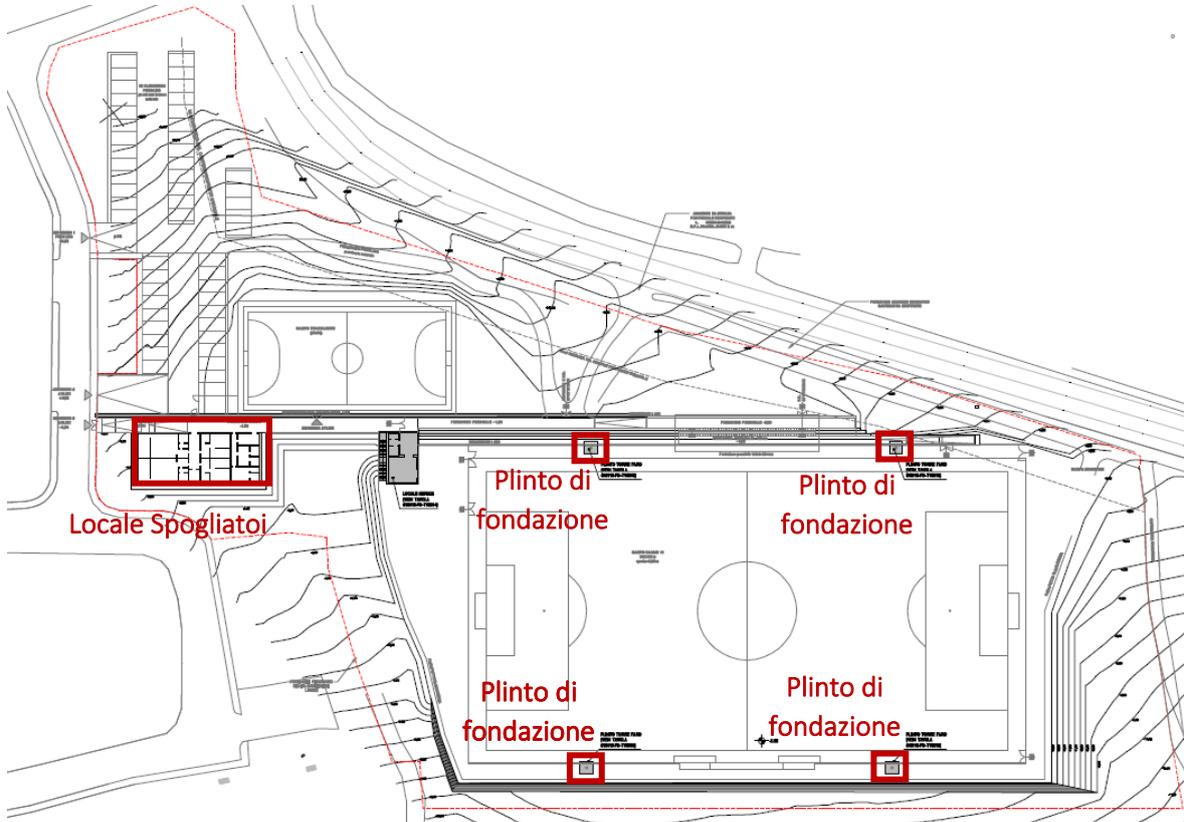


Figura 3.1 Planimetria generale e individuazione opere strutturali

3.1 LOCALE SPOGLIATOI

Il “Locale Spogliatoi” è una struttura in cemento armato gettata in opera di dimensioni in pianta pari a circa 23.7m x 9.8m ed è costituita da un solo piano terra e dalla copertura lignea di altezza complessiva pari a circa 4.0m.

La struttura è caratterizzata da n°15 pilastri di dimensioni 30cm x 30cm e di altezza pari a circa 3.60m e da un cordolo perimetrale a livello della copertura di dimensioni 30cm x 50cm.

La copertura lignea è caratterizzata da una trave principale 24x44, sui cui poggiano i travetti 10x24/100mm, e da travi secondarie 20x24 utilizzate per realizzare le finestrate tipo shed (si vedano elaborati architettonici).

La platea di fondazione, di dimensioni in pianta pari a circa 24.5m x 10.6m, presenta uno spessore di 40cm.

Per i dettagli si vedano i relativi elaborati grafici.

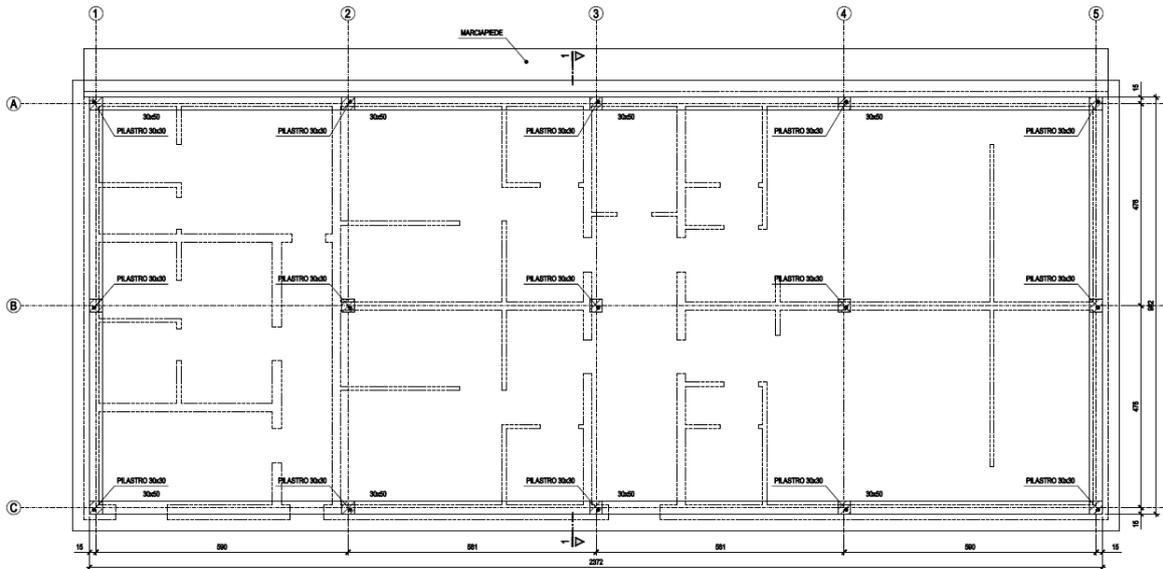


Figura 3.2 Pianta primo livello

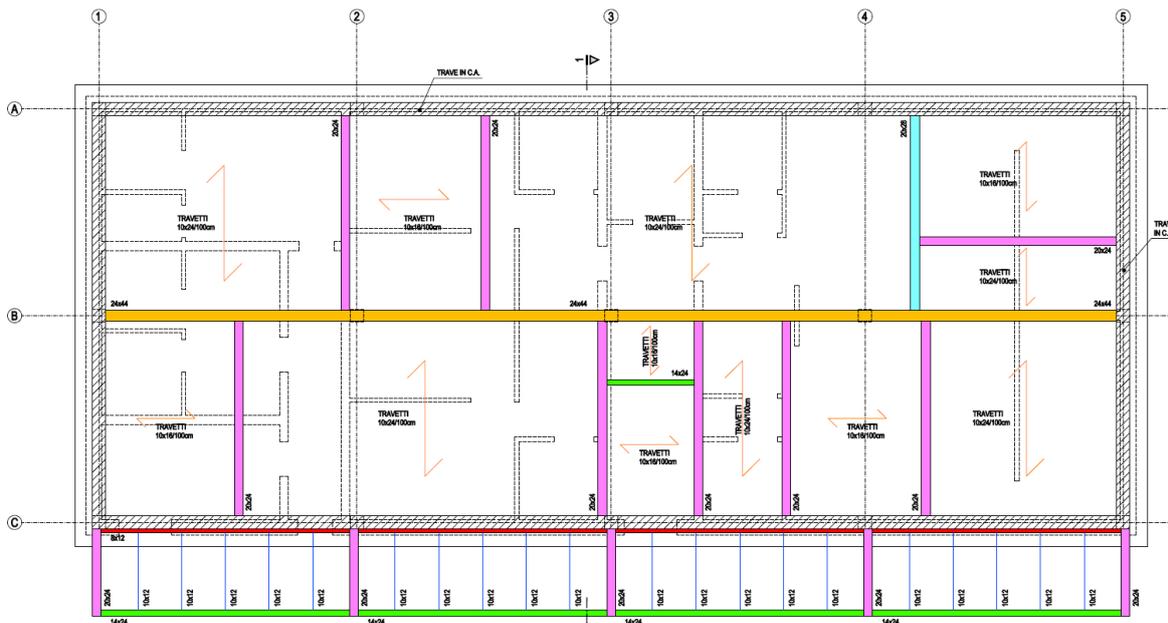


Figura 3.3 Pianta copertura lignea

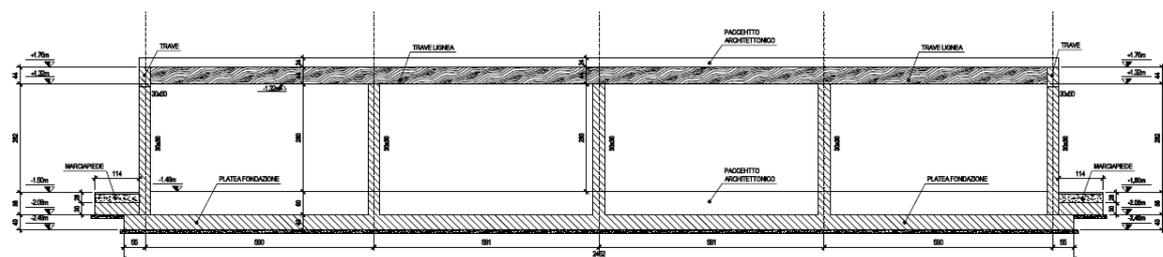


Figura 3.4 Sezione picchetto B

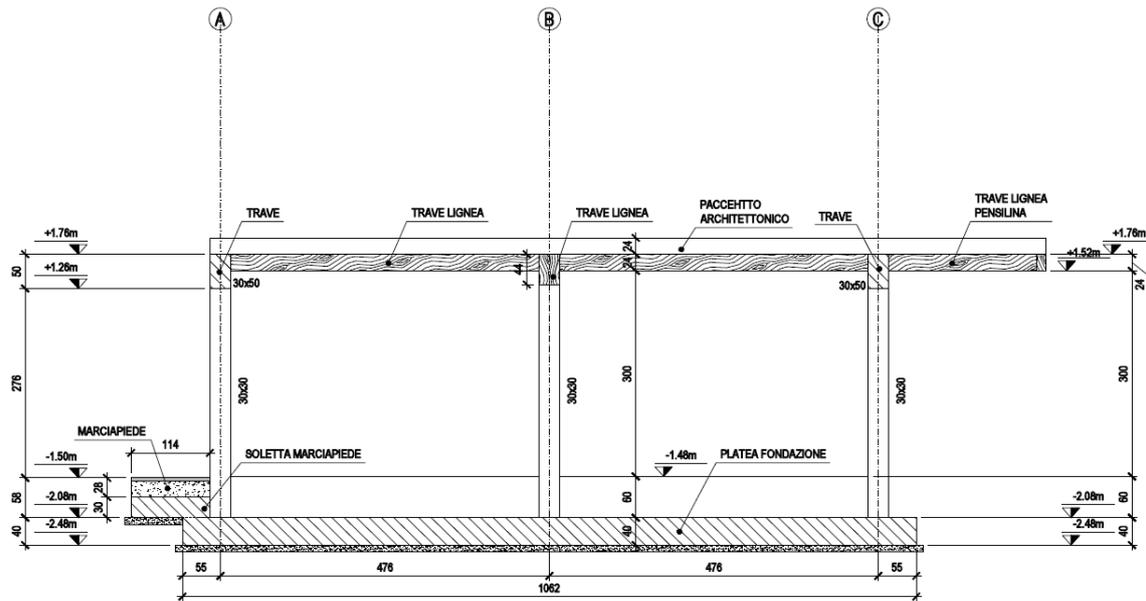


Figura 3.5 Sezione 1-1

3.2 PLINTI DI FONDAZIONE TORRI FARO

Nel progetto in esame sono presenti n°4 plinti di fondazione che sostengono le torri faro (alte 18.4m fuori terra come da scheda tecnica).

I plinti di fondazione delle torri faro sono elementi in cemento armato di dimensioni in pianta pari a 250cm x 250cm e di altezza di 150cm. Sono caratterizzati da armatura in entrambe le dimensioni pari a $\varnothing 12/200$ mm.

Per i dettagli si vedano i relativi elaborati grafici.

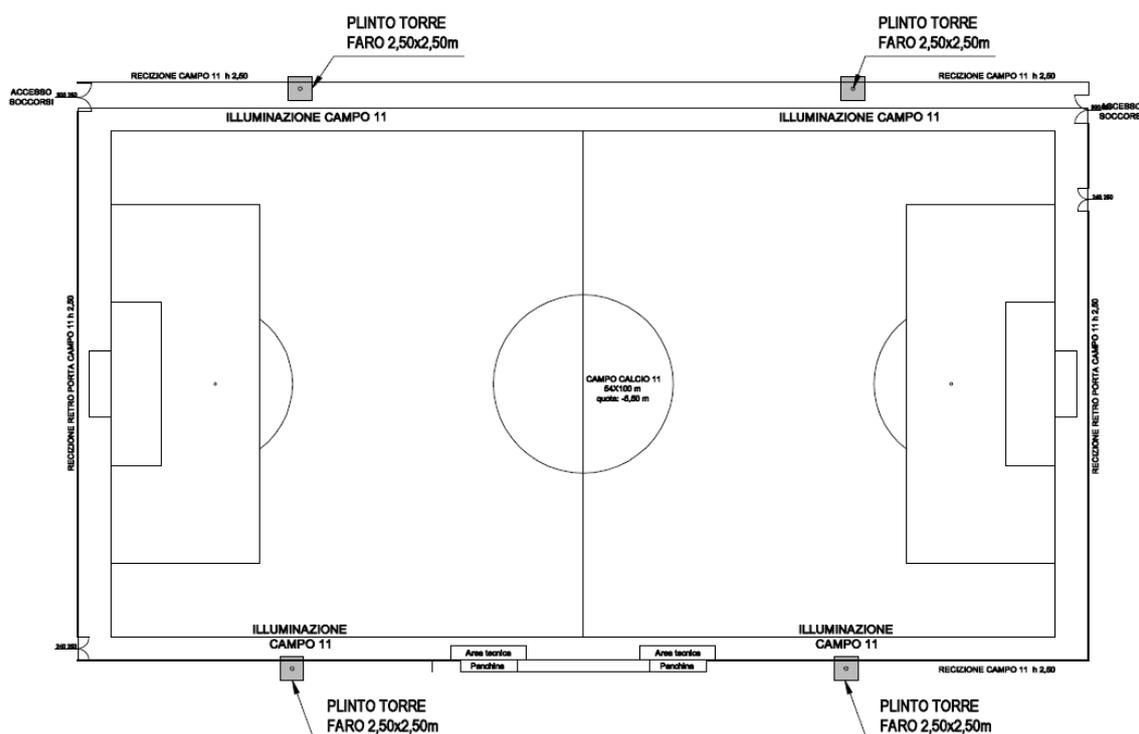


Figura 3.6 Inquadramento indicativo posizione n°4 plinti

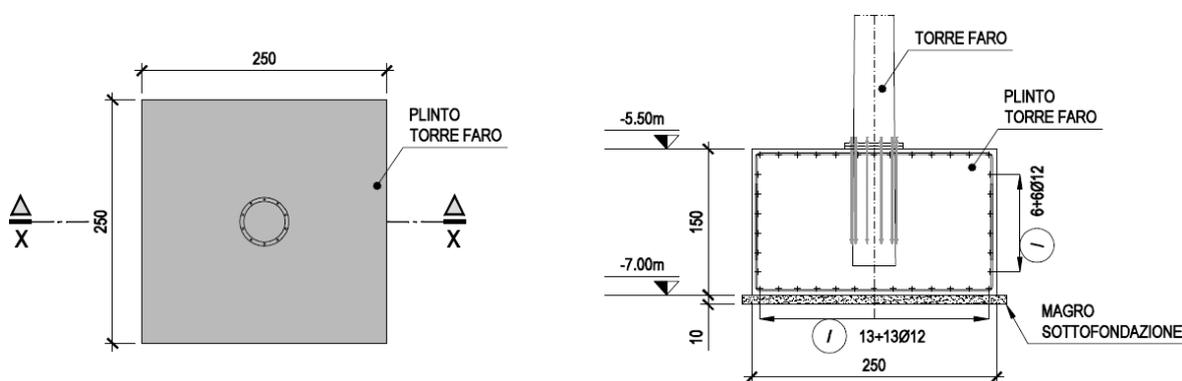


Figura 3.7 Plinti di fondazione torre faro

4 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nell'area in esame sono state rinvenute le seguenti unità litostratigrafiche, di interesse per le verifiche geotecniche condotte:

- **Riporto:** rilevato in materiale scavato, Unità 1, compattato;
- **Unità 1:** argilla limosa passante a limo sabbioso argilloso, di colore marrone, con livelli decimetrici di sabbia limosa marrone; da mediamente consistente a consistente.

Sulla base dell'interpretazione geotecnica delle prove in sito ed in laboratorio ed in funzione delle verifiche geotecniche previste, nella tabella seguente sono riportati i parametri adottati nelle elaborazioni, caratteristici per quanto concerne quelli di resistenza al taglio. Per maggiori approfondimenti si faccia riferimento al documento S19118-PD-RE001-0 "Relazione di Caratterizzazione Geotecnica e Sismica".

Tabella 4-1: Unità geotecniche-Parametri geotecnici di calcolo, caratteristici per quanto concerne quelli di resistenza al taglio

| | Riporto | Unità 1 |
|-------------------------------|--------------------------------|----------------|
| | Unità 1 riportata e compattata | Limo-argilloso |
| γ [kN/m ³] | 18.5-19.0 | 18.5-19.0 |
| c'_k [kPa] | 2-5 | 5-7 |
| ϕ'_k [°] | 26-28 | 26-28 |
| c_{uk} [kPa] | 100-150 | 100-150 |
| E' [MPa] | 10-15 | 10-15 |

Dove:

- γ = peso di volume del terreno;
- C_u = coesione in condizioni non drenate;
- ϕ' = angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate;
- c' = coesione in condizioni drenate;
- E' = modulo di deformazione drenato [MPa].

4.1. LIVELLO PIEZOMETRICO

Per quanto concerne i livelli di falda, durante l'esecuzione delle indagini in sito non è stata riscontrata una falda idrica sotterranea. L'unica lettura della falda disponibile ha restituito una soggiacenza di 14.18 metri da p.c, andando ad individuare un livello di falda all'interno dei depositi ghiaioso-sabbiosi alla base del terrazzo alluvionale, Unità 1, che interessa il volume significativo geotecnico. Tuttavia, nelle verifiche di Stabilità Globale è stato considerato cautelativamente un livello piezometrico pari a 2.00 m p.c.

5 **NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI**

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo con le disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC 18) e da quella europea (Eurocodici, EN).

La normativa di riferimento ed i riferimenti tecnici utilizzati sono i seguenti:

- Legge 5 novembre 1971, n° 1086 e relative Istruzioni emanate con Circ. n° 11951 del 14 febbraio 1974: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 2 febbraio 1974, n°64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019, n°7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le prescrizioni riportate nelle Appendici Nazionali, o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI;
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

6 DESCRIZIONE DEI NUOVI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

Di seguito sono riportati i materiali per uso strutturale impiegati nel presente progetto, suddivisi per tipologia.

6.1 ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO

PLINTI DI FONDAZIONE TORRI FARO: Conglomerato cementizio classe C25/30

| | | |
|----------------------------------------------------------------------|-------------|-------------------|
| Peso specifico | 25.00 | kN/m ³ |
| Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck} | 30 | MPa |
| Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck} | 25 | MPa |
| Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc} | 0.83 | |
| Coefficiente di sicurezza: γ_c | 1.50 | |
| Resistenza a compressione di progetto: f_{cd} | 16.60 | MPa |
| Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm} | 31447 | MPa |
| Modulo elastico di Young a tempo infinito: E_{inf} | 15724 | MPa |
| Classe di esposizione (UNI EN 206-1) | XC2 | |
| Minimo contenuto in cemento | ≥ 300 | kg/m ³ |
| Massimo rapporto a/c | 0.60 | |
| Consistenza (slump) | S4 (fluida) | |
| Copriferro netto | 4 | cm |

STRUTTURE DI FONDAZIONE EDIFICI: Conglomerato cementizio classe C25/30

| | | |
|----------------------------------------------------------------------|-------------|-------------------|
| Peso specifico | 25.00 | kN/m ³ |
| Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck} | 30 | MPa |
| Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck} | 25 | MPa |
| Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc} | 0.83 | |
| Coefficiente di sicurezza: γ_c | 1.50 | |
| Resistenza a compressione di progetto: f_{cd} | 16.60 | MPa |
| Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm} | 31447 | MPa |
| Modulo elastico di Young a tempo infinito: E_{inf} | 15724 | MPa |
| Classe di esposizione (UNI EN 206-1) | XC2 | |
| Minimo contenuto in cemento | ≥ 300 | kg/m ³ |
| Massimo rapporto a/c | 0.60 | |
| Consistenza (slump) | S4 (fluida) | |
| Copriferro netto | 4 | cm |

STRUTTURE DI ELEVAZIONE EDIFICI: Conglomerato cementizio classe C28/35

| | | |
|----------------------------------------------------------------------|-------------|-------------------|
| Peso specifico | 25.00 | kN/m ³ |
| Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck} | 35 | MPa |
| Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck} | 28 | MPa |
| Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc} | 0.83 | |
| Coefficiente di sicurezza: γ_c | 1.50 | |
| Resistenza a compressione di progetto: f_{cd} | 19.37 | MPa |
| Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm} | 32588 | MPa |
| Modulo elastico di Young a tempo infinito: E_{inf} | 16294 | MPa |
| Classe di esposizione (UNI EN 206-1) | XC1 | |
| Minimo contenuto in cemento | ≥ 300 | kg/m ³ |
| Massimo rapporto a/c | 0.60 | |
| Consistenza (slump) | S4 (fluida) | |
| Copriferro netto | 3 | cm |

Acciaio da cemento armato tipo B450C

| | | |
|--------------------------------------------------|--------------|-----|
| Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk} | 450 | MPa |
| Tensione caratteristica di rottura: f_{tk} | 540 | MPa |
| Allungamento: (Agt)k | $\geq 7.5\%$ | |
| Coefficiente di sicurezza: γ_s | 1.15 | |
| Tensione di snervamento di progetto: f_{yd} | 391.30 | MPa |
| Modulo elastico di Young: E_s | 210000 | MPa |

6.2 ELEMENTI IN LEGNO LAMELLARE

Legno lamellare in conifera europea (abete) di classe GL24H, con giunzioni a pettine secondo la UNI EN387.

ELEMENTI IN LEGNO LAMELLARE: COPERTURA LOCALE SPOGLIATOI: Classe GL24H

| | | |
|-------------------------------------------------------|------|-----|
| Resistenza a flessione: f_{mgk} | 24 | MPa |
| Resistenza a trazione parallela: f_{t0gk} | 16.5 | MPa |
| Resistenza a trazione perpendicolare: f_{t90gk} | 0.4 | MPa |
| Resistenza a compressione parallela: f_{c0gk} | 24 | MPa |
| Resistenza a compressione perpendicolare: f_{c90gk} | 2.7 | MPa |
| Resistenza a taglio: f_{vgk} | 2.7 | MPa |
| Modulo elastico medio parallelo: E_{0gmean} | 11.6 | GPa |
| Coefficiente di sicurezza: γ | 1.45 | MPa |

7 ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

7.1 PREMESSA

Il dimensionamento degli elementi strutturali è stato eseguito secondo il metodo semiprobabilistico degli Stati Limiti sia per la condizione statica che per quella sismica. Le verifiche di sicurezza allo Stato Limite Ultimo (SLU) e quelle allo Stato Limite di Esercizio (SLE) sono state eseguite secondo quanto riportato al D.M. 17/01/2018 e nella C.M. n.7 del 21/01/2019.

7.2 CLASSE DI DUTTILITÀ E FATTORE DI COMPORTAMENTO

Ai fini del progetto e della verifica strutturale le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica delle strutture stesse, della sovra-resistenza e dell'incremento del suo periodo proprio in seguito alle plasticizzazioni. Lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico con le ordinate ridotte di $1/q$, dove q è il fattore di comportamento dipendente dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati.

L'analisi sismica è stata condotta di tipo lineare mediante analisi dinamica modale con spettro di risposta.

Al cap. 7.4 delle NTC 18 sulle costruzioni in calcestruzzo è indicata la possibilità di analizzare le strutture assumendo un fattore q di comportamento, in particolare:

$$q = q_0 \times K_R$$

Si assumono i seguenti fattori di comportamento:

| | Regolarità in pianta | q_0 | q |
|--------------------------|----------------------|-----------------------------------------------------------------------|-------------|
| Locale Spogliatoi | $K_R = 1.0$ | CD B - Strutture a telaio di un piano $q_0 = 3.0 \times 1.1 = 3.3$ | 3.30 |

Figura 7.1 Fattori di comportamento q

7.3 METODO DI ANALISI ESEGUITO

Il dimensionamento delle strutture è stato eseguito tramite Analisi Statica Lineare per le condizioni statiche ed Analisi Dinamica Lineare a spettro di risposta basta su analisi modale per le condizioni sismiche.

7.4 MODELLI DI CALCOLO

Il dimensionamento delle opere strutturali è stato ottenuto mediante modellazione ad elementi finiti tramite il programma di calcolo "SAP2000" v. 21.0.1 della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA).

7.4.1 CONVENZIONI MODELLO DI CALCOLO

ELEMENTI "AREAS"

M11 Momento flettente in soletta avente asse vettore longitudinale rispetto ad asse ponte;

M22 Momento flettente in soletta avente asse vettore trasversale rispetto ad asse ponte;

V13 Taglio associato a M11 (appartenente a piani verticali longitudinali);

V23 Taglio associato a M22 (appartenente a piani verticali trasversali);

F11 Azione normale a piani verticali longitudinali;

F22 Azione normale a piani verticali trasversali.

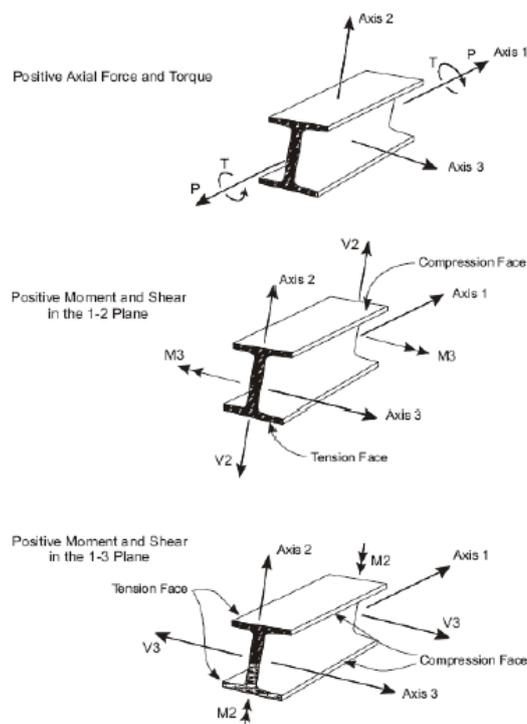
ELEMENTI "FRAME"

M3 Momento flettente avente asse vettore parallelo all'asse locale 3;

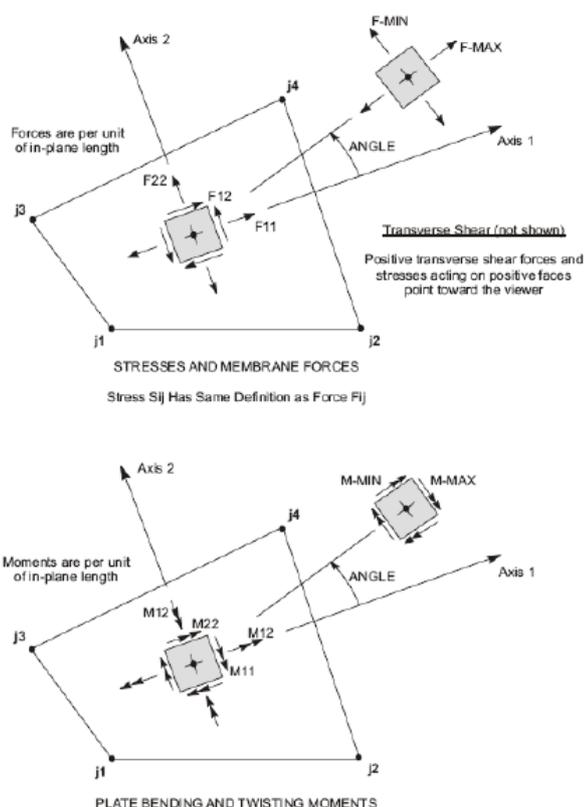
V2 Taglio in direzione parallela all'asse locale 2;

N Azione normale (in direzione parallela all'asse locale 1).

La Figura seguente mostra le convenzioni sui segni per le azioni interne agli elementi "frame" come stabiliti dal programma di calcolo utilizzato.



La Figura seguente mostra i segni positivi per le azioni interne agli elementi “areas” come stabiliti dal programma di calcolo utilizzato.



7.4.2 CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni e deformazioni è eseguito con modelli FEM. Per la modellazione è stato impiegato il software SAP2000 del quale il Progettista possiede regolare licenza d’uso. I risultati delle analisi sono stati verificati e validati impiegando, oltre a schemi statici manuali, fogli di calcolo Excel opportunamente validati.

È responsabilità del progettista il controllo e la validazione motivata dei risultati forniti dal software di calcolo. Tale controllo viene sempre eseguito a valle di ciascuna analisi confrontando ad esempio il valore dello sforzo di taglio alla base fornito in output dal software con quello calcolato a mano mediante formule semplici e controllabili.

L’affidabilità del software è inoltre garantita da numerosi esempi di riferimento “benchmark”, svolti confrontando i risultati del software con soluzioni analitiche esatte o ottenute mediante metodi alternativi. L’accordo dei risultati è sempre soddisfacente, particolarmente nei modelli lineari e costituiti da elementi monodimensionali tipo “frame”. Si può quindi asserire che il codice di calcolo, relativamente ai problemi strutturali oggetto della presente relazione è affidabile e fornisce risultati validati.

8 AZIONI DI PROGETTO E PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Nel presente capitolo si fornisce una descrizione approfondita dei parametri di progetto per la definizione dei parametri per l'azione della neve e per la definizione dell'azione sismica di base del sito. Le restanti azioni di progetto saranno esplicitate nei successivi paragrafi, con riferimento alle diverse opere considerate nella presente relazione.

8.1 AZIONE DELLA NEVE

L'azione della neve è stata calcolata in accordo con le indicazioni riportate al par. 3.4 NTC 18, con riferimento ai seguenti parametri ambientali.

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

| | | | |
|---|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| ○ | Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza. | $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$ | $a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$ |
| ● | Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese. | $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$ | $a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$ |
| ○ | Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona. | $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ | $a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$ |
| ○ | Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo. | $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ | $a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$ |

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

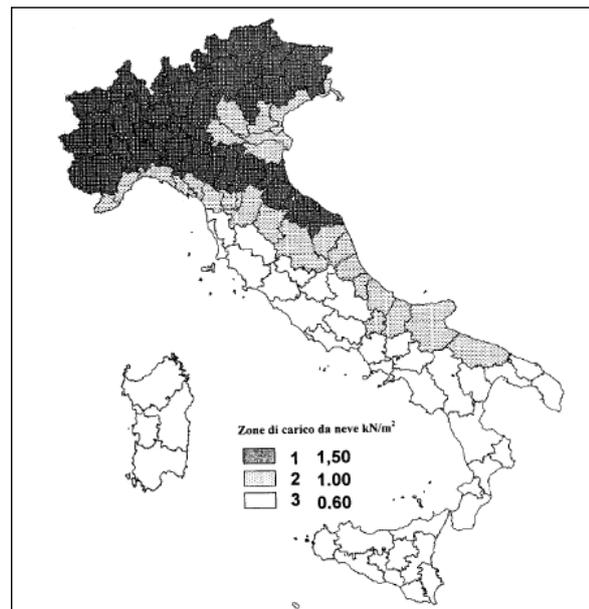
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

| | |
|-----------------------------------------------------|------|
| a_s (altitudine sul livello del mare [m]) | 195 |
| q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq]) | 1.50 |

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

| Topografia | Descrizione | C_E |
|------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| Normale | Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. | 1 |

Valore del carico della neve al suolo

| | |
|--------------------------------------------|------|
| q_s (carico della neve al suolo [kN/mq]) | 1.50 |
|--------------------------------------------|------|

8.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R considerato. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri (dati di pericolosità sismica) su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su sito di riferimento rigido orizzontale;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di a_g , F_o , T_c^* sono forniti in allegato alle NTC 18 in funzione delle coordinate geografiche (Longitudine e Latitudine) del sito in esame e del periodo di ritorno considerato T_R . L'azione sismica di norma è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z considerate tra di loro indipendenti.

Il sito di riferimento per la collocazione della costruzione in esame è individuato come segue:

- Regione: Emilia-Romagna;
- Provincia: Ravenna (RA);
- Comune: Casola Valsenio;
- Coordinate del sito: latitudine: 44.226°, longitudine: 11.6261°.

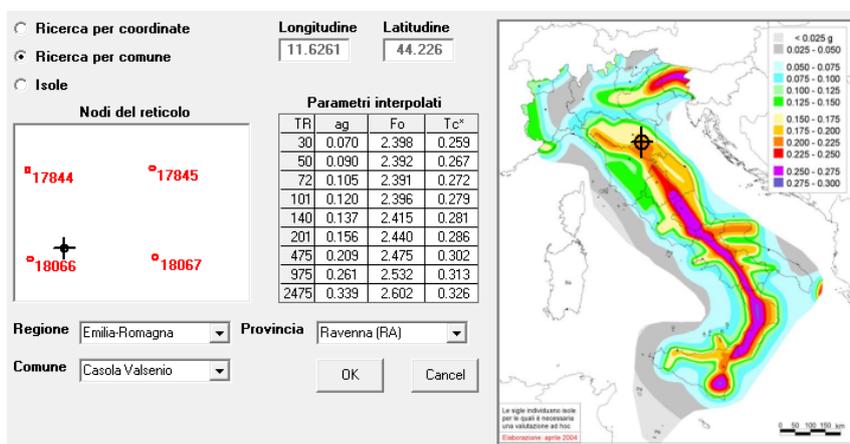


Figura 8.1 Individuazione del sito di riferimento

I parametri di pericolosità sismica su sito di riferimento rigido orizzontale sono sintetizzati nella tabella seguente.

| Parametri di pericolosità Sismica | | | | |
|-----------------------------------|-----------------|----------------|--------------|----------------|
| Stato Limite | T_r [anni] | a_g/g [-] | F_o [-] | T_c^* [s] |
| Operatività | 30 | 0.071 | 2.398 | 0.260 |
| Danno | 50 | 0.090 | 2.392 | 0.270 |
| Salvaguardia Vita | 475 | 0.210 | 2.473 | 0.300 |
| Prevenzione Collasso | 975 | 0.262 | 2.533 | 0.310 |

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

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

dove:

- $V_N = 50$ anni vita nominale (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari);
- $C_U = 1.0$ classe d'uso II (NTC 18 Tab. 2.4.II).

La definizione della categoria di sottosuolo necessita dell'esecuzione di apposite indagini da svolgere in sito; ai fini del presente lavoro, con riferimento alla "Relazione di Caratterizzazione Geotecnica e Sismica" redatta nell'ambito di questo progetto, si assume:

- Categoria di sottosuolo C.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche si assume:

- Categoria topografica T1.

Gli spettri di risposta elastici normalizzati in termini di accelerazione, relativi sia alla componente orizzontale che verticale dell'azione sismica, sono assunti con riferimento ad uno smorzamento convenzionale (β) pari al 5% e sono ricavati dalle formulazioni [3.2.4] e [3.2.10] delle NTC 18.

L'azione sismica di norma è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z considerate tra di loro indipendenti.

Nel seguito si riportano gli spettri di progetto adottati in fase di analisi per schematizzare l'azione sismica.

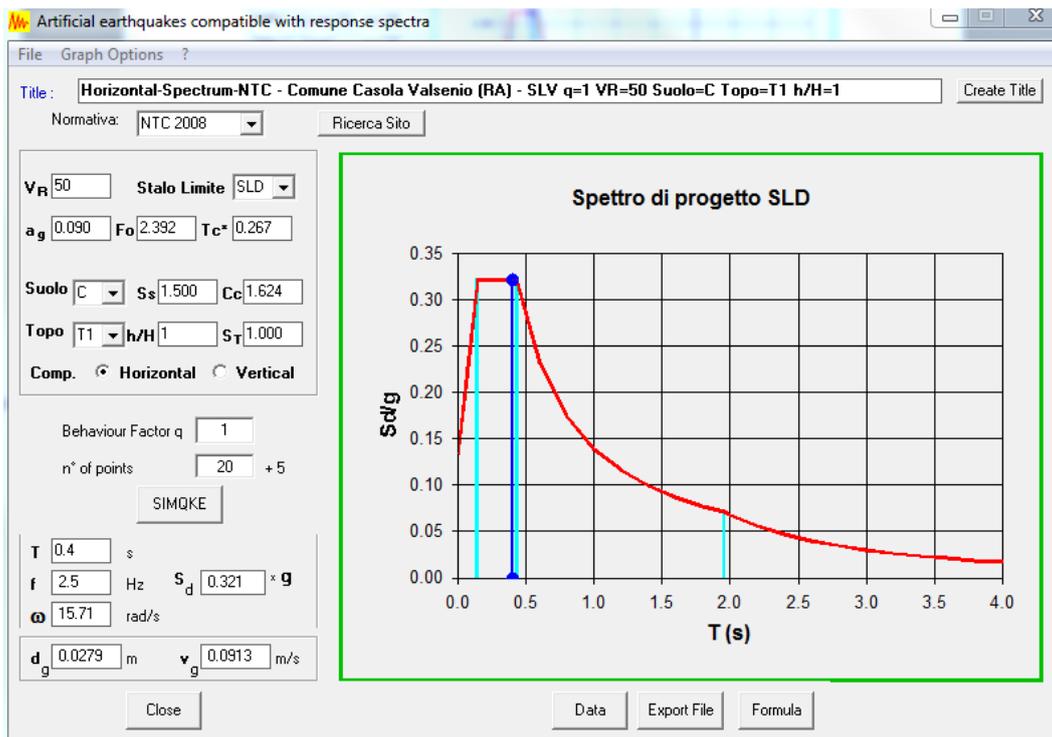


Figura 8.2 Spettro di progetto in accelerazione per la componente orizzontale (SLD)

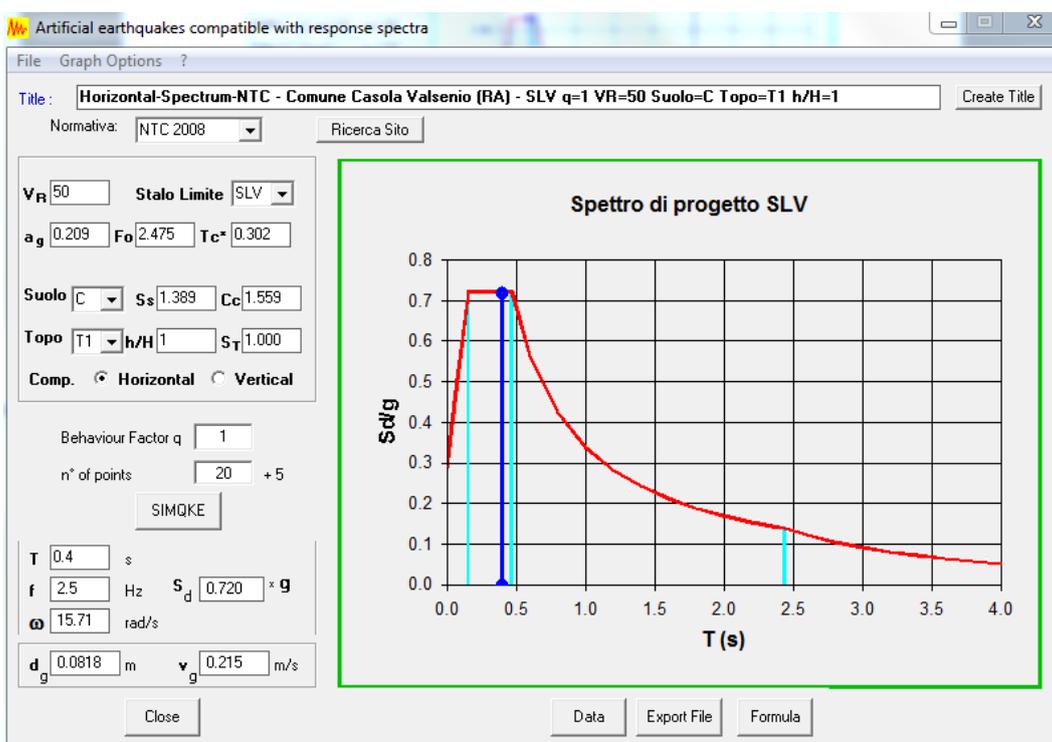


Figura 8.3 Spettro di progetto in accelerazione per la componente orizzontale (SLV) – q=1.0

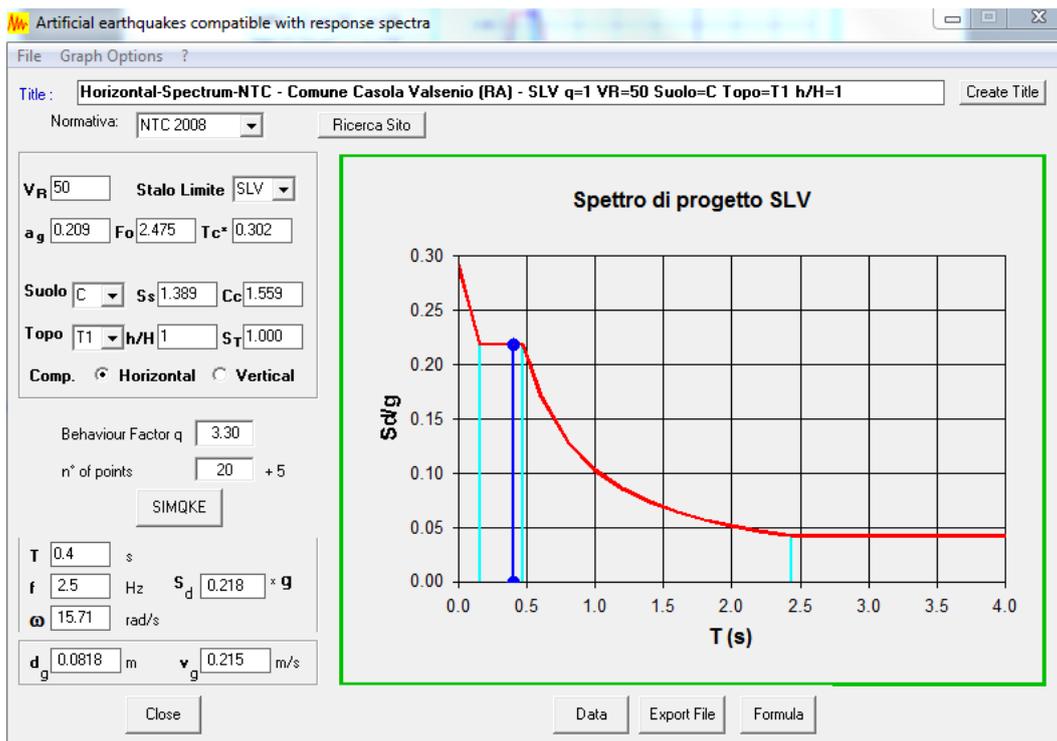


Figura 8.4 Spettro di progetto in accelerazione per la componente orizzontale (SLV) – $q=3.30$

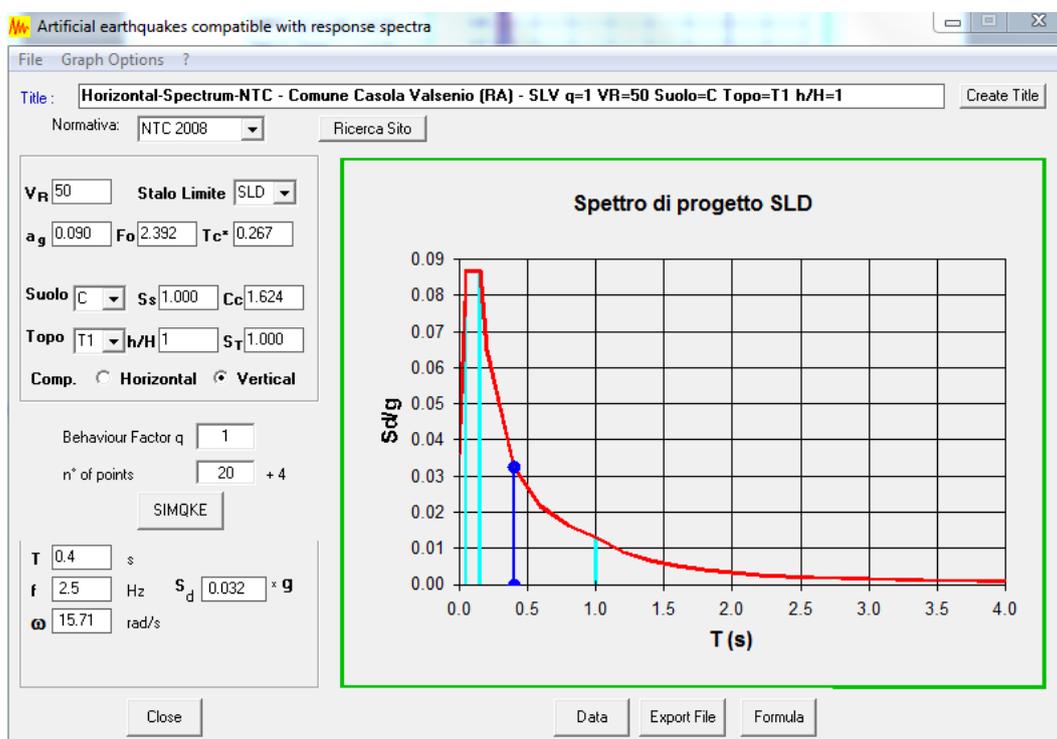


Figura 8.5 Spettro di progetto in accelerazione per la componente verticale (SLD)

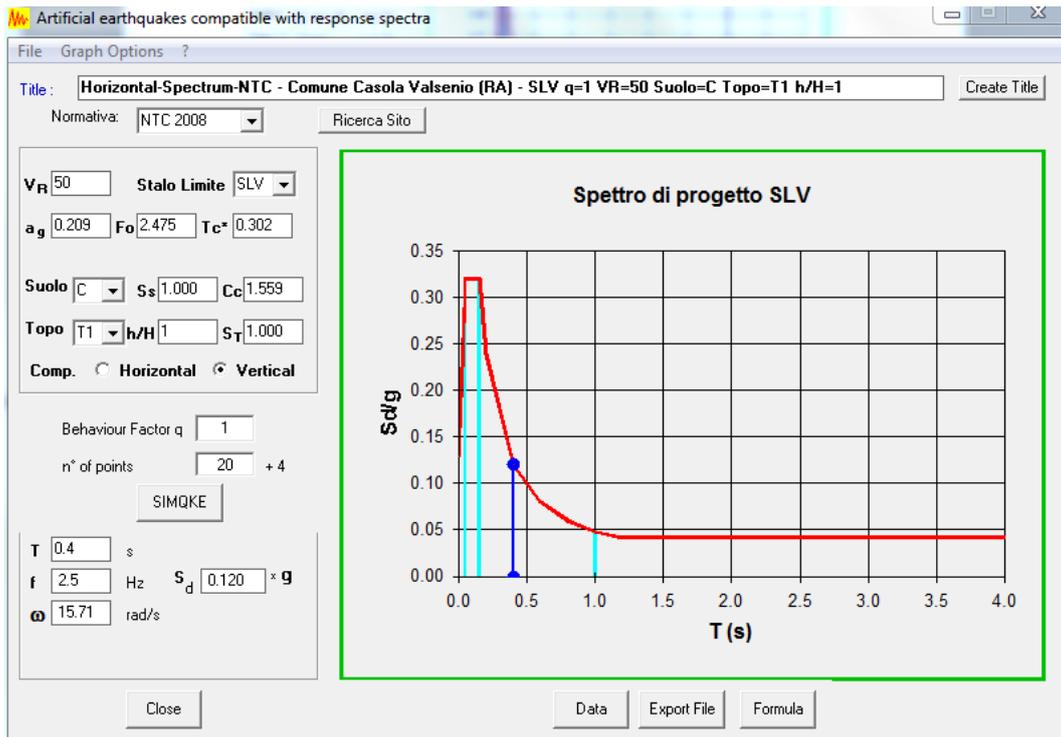


Figura 8.6 Spettro di progetto in accelerazione per la componente verticale (SLV)

9 STRUTTURA IN ELEVAZIONE LOCALE SPOGLIATOI

9.1 MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento della struttura “Locale Spogliatoi” è stato ottenuto mediante modellazione ad elementi finiti tramite il programma di calcolo “SAP2000” v. 21.0.1 della “Computers & Structures Inc.”, Berkeley – California (USA).

Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tenso-deformativo della struttura, si specificano i seguenti dettagli:

- Travi e pilastri sono modellati tramite elementi monodimensionali tipo “Frames”, caratterizzati da una suddivisione interna in più elementi finiti (automatic mesh);
- La copertura lignea, modellata con elementi shell, è considerata infinitamente rigida mediante applicazione del “diaphragm constraint”;
- Il modello è vincolato esternamente tramite incastri perfetti alla base per dimensionare la struttura in elevazione;
- Per il dimensionamento della platea di fondazione, inserita successivamente nel modello e schematizzata con elementi tipo “shell”, l’iterazione terreno – struttura è stata modellata assegnando vincoli elastici distribuiti, di rigidità verticale equivalente al modulo elastico del terreno alla Winkler, pari a 10000 KN/m^3 .

I carichi trasmessi dalla struttura di elevazione alla platea di fondazione vengono applicati in automatico nel modello, eliminando i vincoli di incastro perfetto alla base dei pilastri della struttura in elevazione.

Nelle Figure seguenti si riporta il modello geometrico agli elementi finiti della struttura “Locale Spogliatoi”:

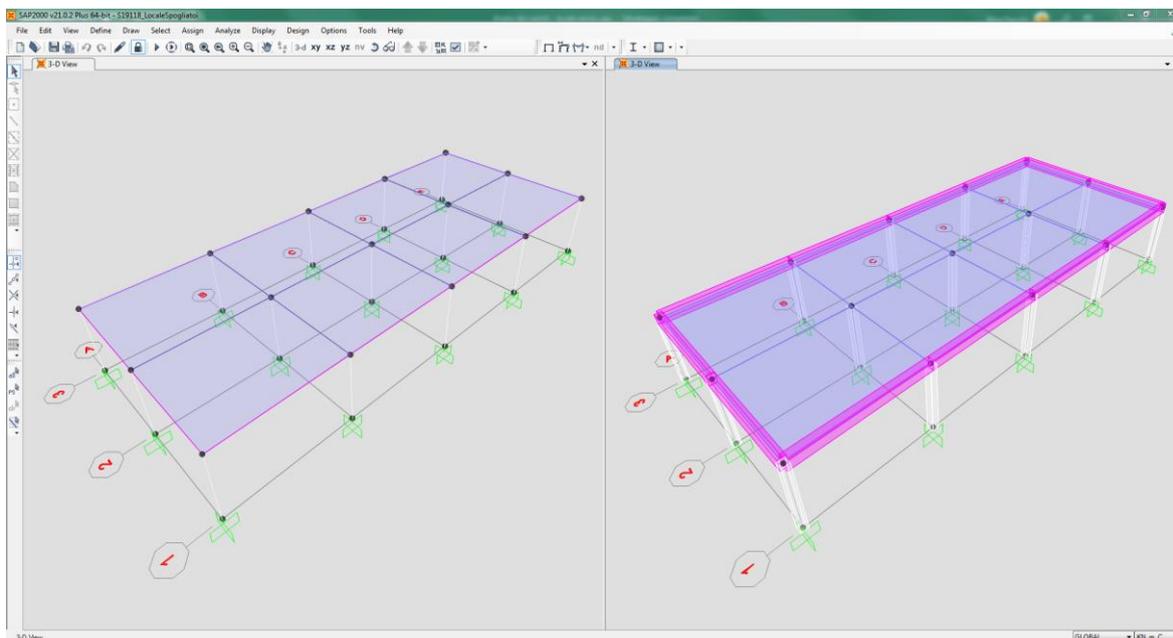


Figura 9.1 Modello di calcolo agli elementi finiti “Locale Spogliatoi” – vista 3D unifilare ed estrusa – Elevazione

9.2 AZIONI DI PROGETTO

Nel presente paragrafo sono illustrate le azioni di progetto con riferimento alla struttura in esame.

9.2.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (DEAD)

Il peso proprio della struttura (travi e pilastri) è valutato automaticamente dal programma di calcolo in funzione della geometria assegnata agli elementi strutturali e del peso per unità di volume.

- Calcestruzzo armato: peso per unità di volume 25.0 kN/m³.

Il peso degli elementi strutturali della copertura lignea è stato applicato direttamente agli elementi frame schematizzanti travi e pilastri:

| Pesi propri elementi strutturali | | | | | | | |
|----------------------------------|----|------|------|-------|----|------------|-----------------|
| - Peso proprio copertura lignea: | | | | | | | |
| | 4 | 0.08 | 0.12 | 5.70 | 18 | - | 3.9 |
| | 4 | 0.14 | 0.24 | 5.70 | 18 | - | 13.8 |
| | 4 | 0.20 | 0.24 | 2.00 | 18 | - | 6.9 |
| | 20 | 0.10 | 0.12 | 1.80 | 18 | - | 7.8 |
| | 4 | 0.24 | 0.44 | 5.60 | 18 | - | 42.6 |
| | 8 | 0.20 | 0.24 | 5.00 | 18 | - | 34.6 |
| | 1 | 0.20 | 0.28 | 5.00 | 18 | - | 5.0 |
| | 1 | 0.14 | 0.24 | 2.20 | 18 | - | 1.3 |
| | 8 | 0.16 | 0.24 | 5.50 | 18 | - | 30.4 |
| | 2 | 0.16 | 0.24 | 3.50 | 18 | - | 4.8 |
| | 1 | 0.16 | 0.16 | 57.00 | 18 | - | 26.3 |
| | 5 | 0.10 | 0.24 | 1.60 | 18 | - | 3.5 |
| | 26 | 0.10 | 0.24 | 5.00 | 18 | - | 56.2 |
| | 20 | 0.10 | 0.16 | 3.50 | 18 | - | 20.2 |
| | 3 | 0.10 | 0.16 | 2.20 | 19 | - | 2.0 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | TOT | 259.2 kN |

Figura 9.2 Load case – Peso elementi strutturali copertura lignea

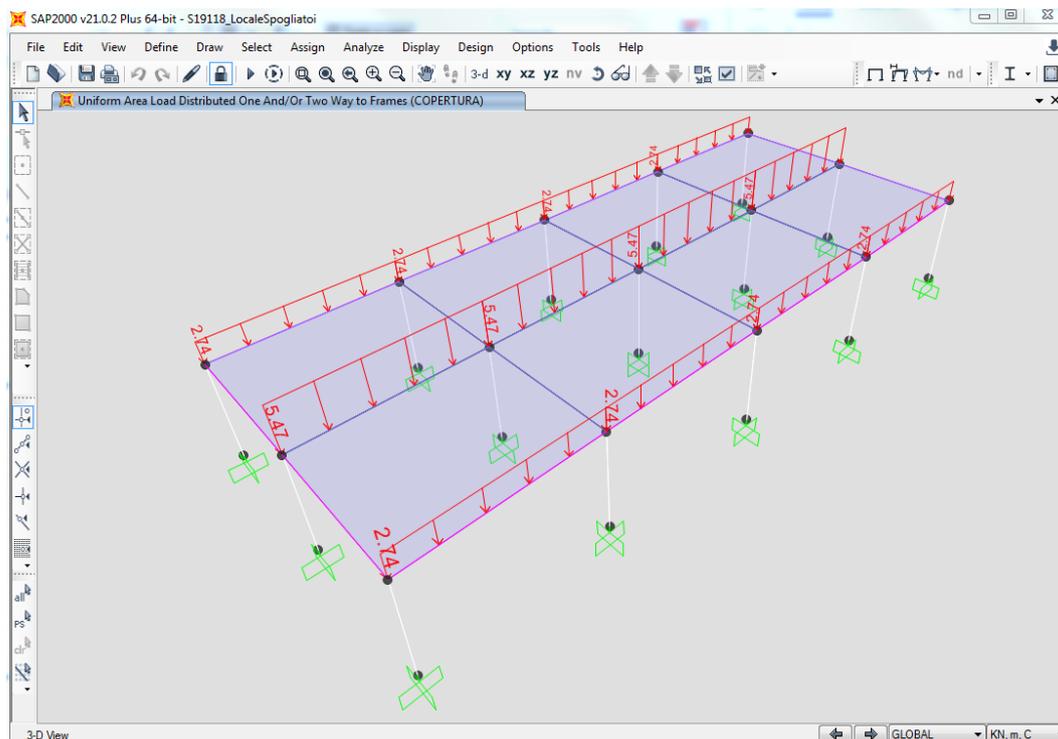


Figura 9.3 Load case – Peso copertura lignea (COPERTURA)

9.2.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

I carichi permanenti non strutturali sono definiti sulla base dei pacchetti del progetto architettonico, in particolare:

| SOLAIO DI COPERTURA | |
|----------------------------------|------------------------------|
| Perlinato in abete | |
| Schermo freno vapore | |
| Listelli in abete 5x10 + 5x10 | |
| Isolante in lana di roccia 10+10 | |
| Pannello fenolico di chiusura | |
| TOTALE | 1.50 kN/m² |

Figura 9.4 Carichi solaio di copertura

Il carico è stato applicato con la funzione “uniform to frame”, ovvero come carico lineare uniforme alle travi interessate, secondo il criterio delle aree di influenza.

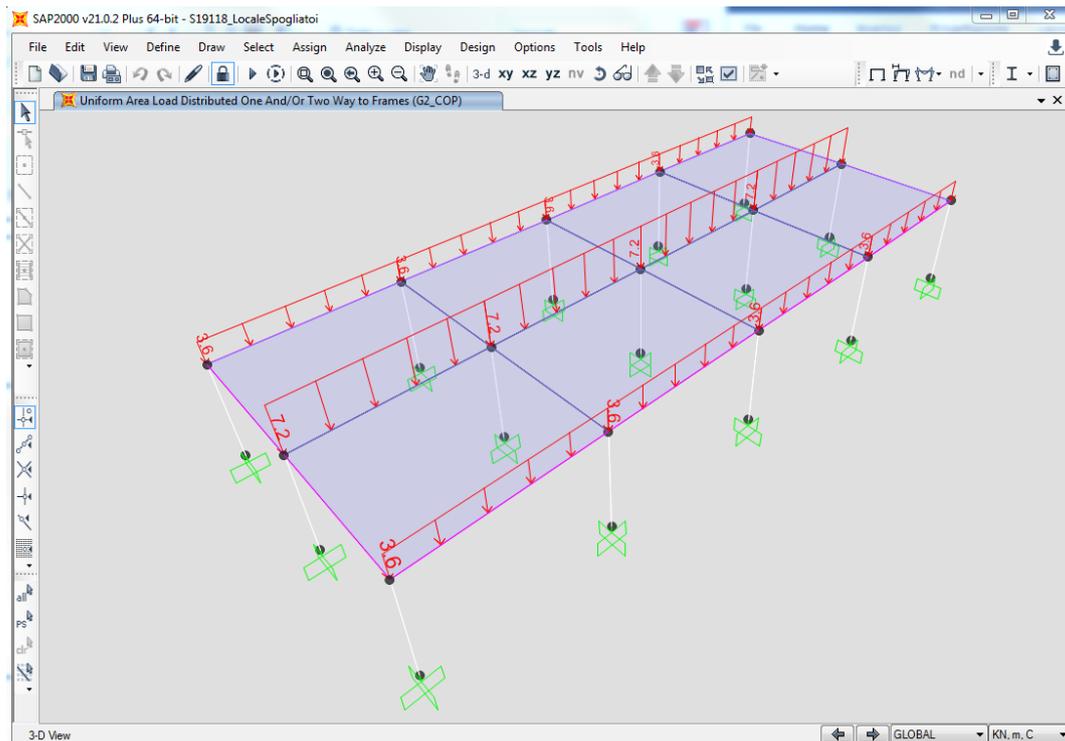


Figura 9.5 Load case – Peso permanente portato copertura (G2_COP)

Sulla copertura saranno applicati i pannelli solari, di peso pari a 0.26kN/m^2 .

Il peso dei pannelli solari si applica come carico lineare uniforme alle travi interessate, secondo il criterio delle aree di influenza:

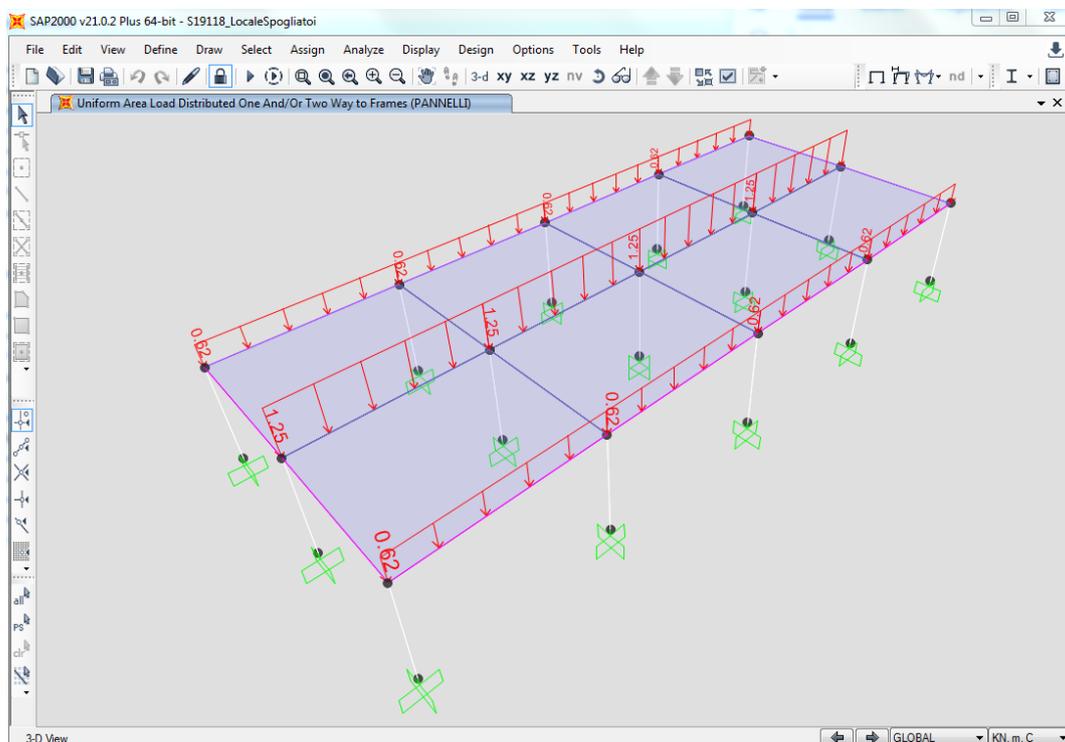


Figura 9.6 Load case – Pannelli solari (PANNELLI)

Si osserva che il peso proprio degli elementi di fondazione e i relativi sovraccarichi sono trascurati, in quanto:

- I carichi permanenti e i relativi sovraccarichi uniformemente distribuiti si scaricano sul terreno senza generare stati di sollecitazione negli elementi strutturali;
- Ai fini sismici le masse in oggetto sono influenti in quanto la verifica di scorrimento del piano fondale risulta trascurabile.

9.2.3 SOVRACCARICHI (SOVR)

Si considerano i seguenti sovraccarichi:

Copertura: Cat. H - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione 0.50 kN/m^2

Il carico è stato applicato con la funzione “uniform to frame”, ovvero come carico lineare uniforme alle travi interessate, secondo il criterio delle aree di influenza.

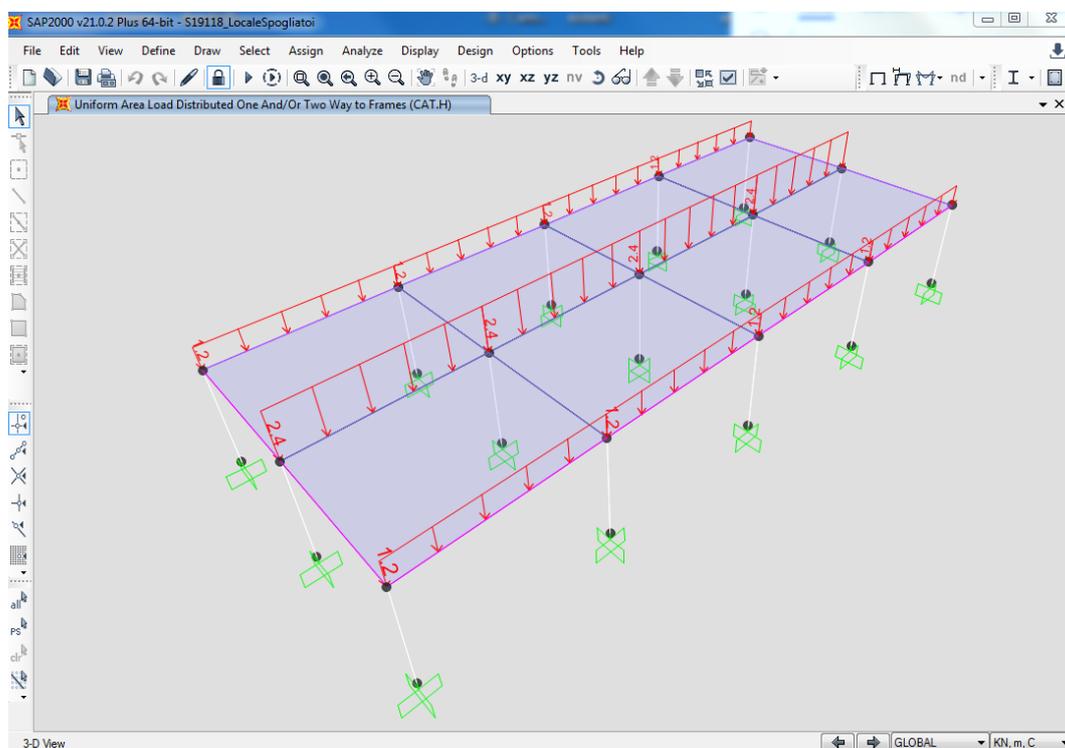


Figura 9.7 Load case – Sovraccarichi (CAT.H)

9.2.4 AZIONE DELLA NEVE (NEVE)

L'azione della neve è stata calcolata al capitolo 8.1 della seguente relazione.

Il valore caratteristico della neve cautelativamente si assume pari a 2.00kN/m^2 .

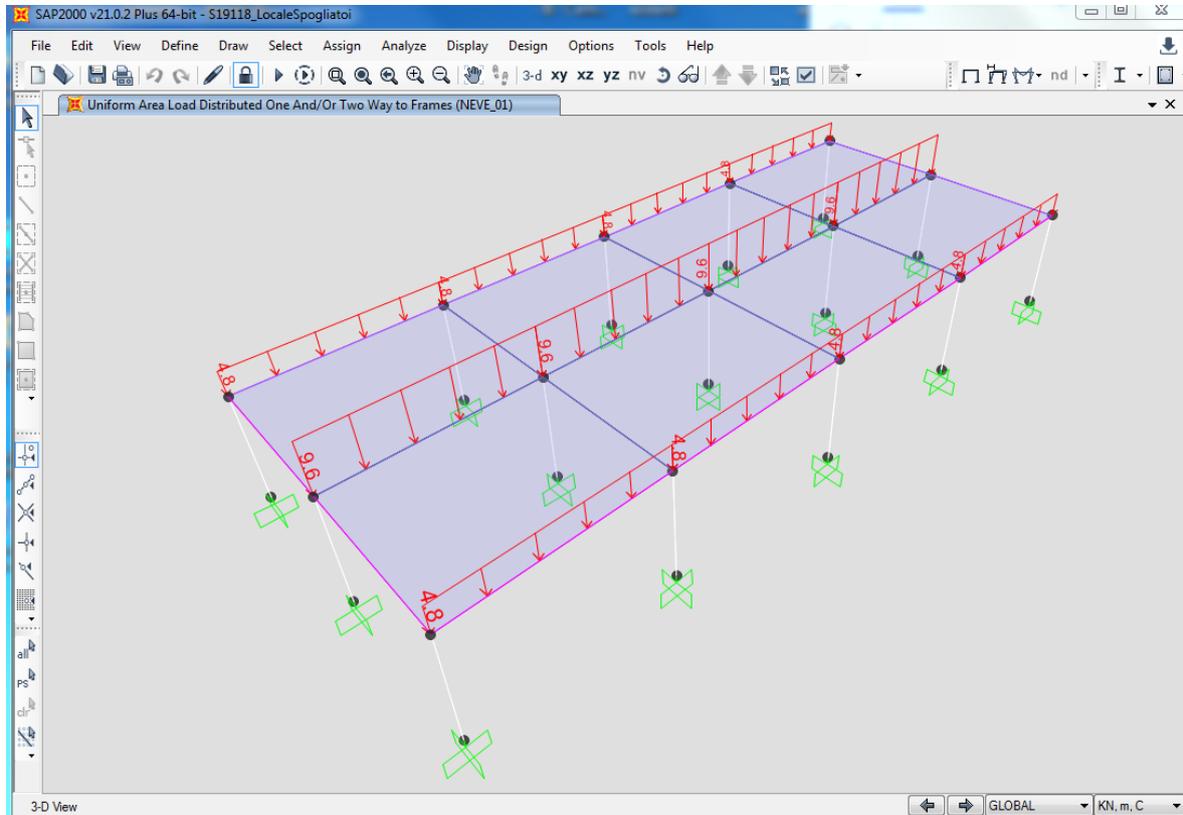


Figura 9.8 Load case – Azione della neve (NEVE_01)

9.2.5 AZIONE DEL VENTO

Per il caso in esame l'azione del vento risulta trascurabile.

9.2.6 COAZIONI

Gli effetti delle coazioni sono trascurabili per il caso in esame.

9.2.7 AZIONE SISMICA

Per il calcolo dell'azione sismica si rimanda al paragrafo 8.2.

In accordo con quanto riportato al punto 3.2.3.1 dell'NTC 18 l'azione sismica è caratterizzata da 2 componenti traslazionali orizzontali tra loro ortogonali, E_x e E_y , e da una verticale E_z che nel caso in esame non viene considerata. Esse sono state combinate secondo la relazione:

$$\pm 1.0 \cdot E_x \pm 0.3 \cdot E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi.

9.2.8 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate agli Stati Limite Ultimi (SLU):

| Combinazioni SLU - Elevazione | | | | | | |
|-------------------------------|------|-----------|--------|----------|------|------|
| | DEAD | COPERTURA | G2_COP | PANNELLI | SOVR | NEVE |
| SLU_01 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.30 | 1.50 | 0.75 |
| SLU_02 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.30 | 1.05 | 1.50 |

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate agli Stati Limite di Esercizio (SLE):

| Combinazioni SLE - Elevazione | | | | | | |
|-------------------------------|------|-----------|--------|----------|------|------|
| | DEAD | COPERTURA | G2_COP | PANNELLI | SOVR | NEVE |
| SLE_01 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 |
| SLE_02 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 |

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate agli Stati Limite di Danno (SLD):

| Combinazioni SLD - Elevazione | | | | | | | | |
|-------------------------------|------|-----------|--------|----------|------|------|----------|----------|
| | DEAD | COPERTURA | G2_COP | PANNELLI | SOVR | NEVE | RSA_SLDX | RSA_SLDY |
| SLD_01 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 0.00 | 1.00 | 0.30 |
| SLD_02 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 0.00 | 0.30 | 1.00 |

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate agli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

| Combinazioni SLV - Elevazione | | | | | | | | |
|-------------------------------|------|-----------|--------|----------|------|------|----------|----------|
| | DEAD | COPERTURA | G2_COP | PANNELLI | SOVR | NEVE | RSA_SLVX | RSA_SLVY |
| SLV_01 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 0.00 | 1.00 | 0.30 |
| SLV_02 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 0.00 | 0.30 | 1.00 |

Si precisa che si sono costruite due combinazioni di involuppo: la "ENV_SLU" che involuppa tutte le combinazioni in condizione statica e la "ENV_SLV" che involuppa tutte le combinazioni in condizione sismica.

Va segnalato che nel caso di combinazioni contenenti analisi a spettro di risposta il programma di calcolo utilizzato prevede alla restituzione del valore massimo e minimo per ogni grandezza in output (per questo motivo, ad esempio, la combinazione $Ex + 0.3Ey$ fornisce i medesimi risultati numerici della combinazione $-Ex - 0.3Ey$ che diviene, pertanto, inutile).

9.3 TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTE

La seguente immagine riporta le analisi eseguite per i singoli casi di carico elementari specificandone la tipologia.

| TABLE: Load Pattern Definitions | | |
|---------------------------------|-------------|-------------------------------------------------------|
| LoadPat | DesignType | Note |
| Text | Text | Text |
| DEAD | LinStatic | Peso proprio delle strutture |
| COPERTURA | LinStatic | Peso proprio della copertura |
| G2_COP | LinStatic | Peso permanente portato copertura |
| PANNELLI | LinStatic | Peso pannelli solari |
| CAT.H | LinStatic | Sovraccarico H |
| NEVE_01 | LinStatic | Azione della neve |
| RSA_SLVX | LinRespSpec | Azione sismica con spettro di risposta - SLD - Dir. X |
| RSA_SLVY | LinRespSpec | Azione sismica con spettro di risposta - SLD - Dir. Y |
| RSA_SLDX | LinRespSpec | Azione sismica con spettro di risposta - SLV - Dir. X |
| RSA_SLDY | LinRespSpec | Azione sismica con spettro di risposta - SLV - Dir. Y |

Figura 9.9 Tipologia di analisi svolte

Si specifica quanto segue:

- Con “Linstatic” si intende un’analisi statica lineare;
- Con “LinRespSpec” si intende un’analisi dinamica lineare a spettro di risposta basata su un’analisi modale.

9.4 ANALISI MODALE

Il metodo di analisi adottato per la struttura soggetta ad azione sismica è l’analisi lineare dinamica con spettro di risposta in accordo con quanto indicato al par. 7.3.3.1. dell’NTC 18.

Nella tabella che segue sono riportati i dati significativi dei modi di vibrazione naturale maggiormente significativi.

| TABLE: Modal Load Participation Ratios | | | | |
|----------------------------------------|--------------|------|---------|---------|
| OutputCase | ItemType | Item | Static | Dynamic |
| Text | Text | Text | Percent | Percent |
| MODAL | Acceleration | UX | 99.99 | 96.72 |
| MODAL | Acceleration | UY | 100.00 | 97.96 |
| MODAL | Acceleration | UZ | 98.57 | 76.07 |

Figura 9.10 Massa partecipante

| TABLE: Modal Participation Factors | | | | | | |
|------------------------------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | UZ |
| Text | Text | Unitless | Sec | KN-m | KN-m | KN-m |
| MODAL | Mode | 1 | 0.281337 | 0.000000 | 9.927622 | 0.000000 |
| MODAL | Mode | 2 | 0.218989 | 9.975172 | 0.000000 | 0.000966 |
| MODAL | Mode | 3 | 0.201479 | 0.000000 | 0.544585 | 0.000000 |
| MODAL | Mode | 4 | 0.074136 | 0.169366 | 0.000000 | 0.014601 |
| MODAL | Mode | 5 | 0.065486 | -0.000171 | 0.000000 | -2.246002 |
| MODAL | Mode | 6 | 0.064963 | 0.179478 | 0.000000 | 0.003912 |
| MODAL | Mode | 7 | 0.064907 | 0.000000 | 0.000451 | 0.000000 |
| MODAL | Mode | 8 | 0.063614 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| MODAL | Mode | 9 | 0.063614 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| MODAL | Mode | 10 | 0.060995 | 0.000000 | 0.015404 | 0.000000 |
| MODAL | Mode | 11 | 0.060689 | 0.000000 | -0.101474 | 0.000000 |
| MODAL | Mode | 12 | 0.057516 | 0.000000 | -0.008239 | 0.000000 |
| MODAL | Mode | 13 | 0.057461 | -0.000024 | 0.000000 | 2.151439 |
| MODAL | Mode | 14 | 0.055316 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| MODAL | Mode | 15 | 0.055316 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |

Figura 9.11 Modi di vibrazione naturale della struttura

Come richiesto dalle NTC 18, il numero di modi di vibrare considerati attiva più dell'85% della massa complessiva nelle due direzioni.

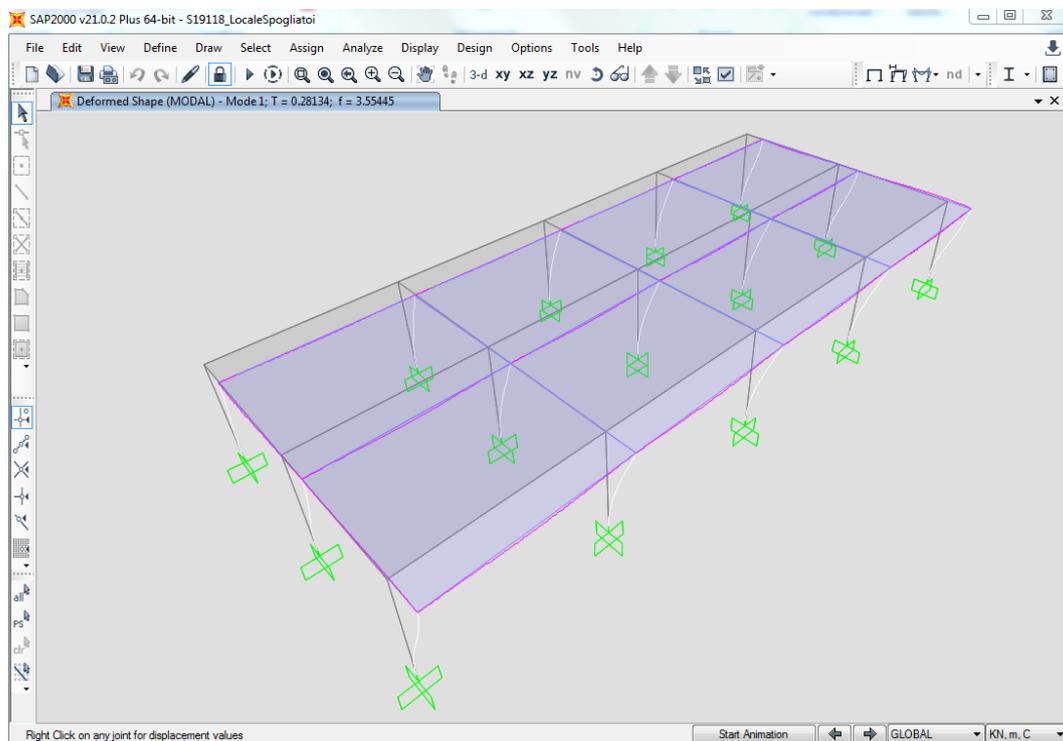


Figura 9.12 Primo modo di vibrare

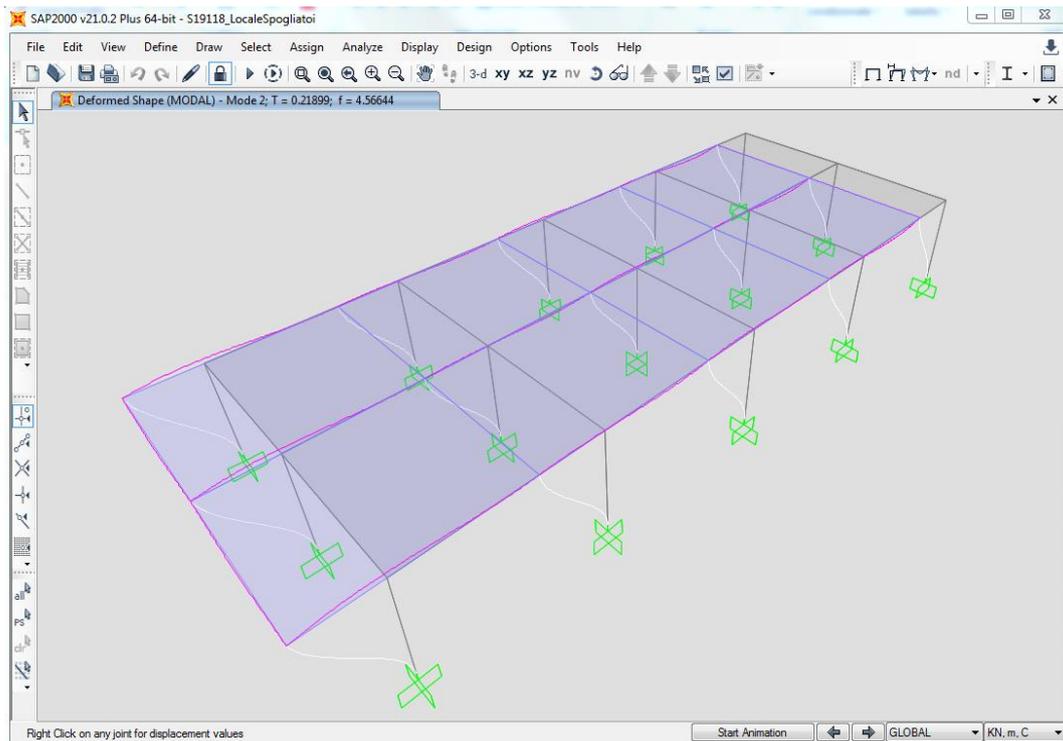


Figura 9.13 Secondo modo di vibrare

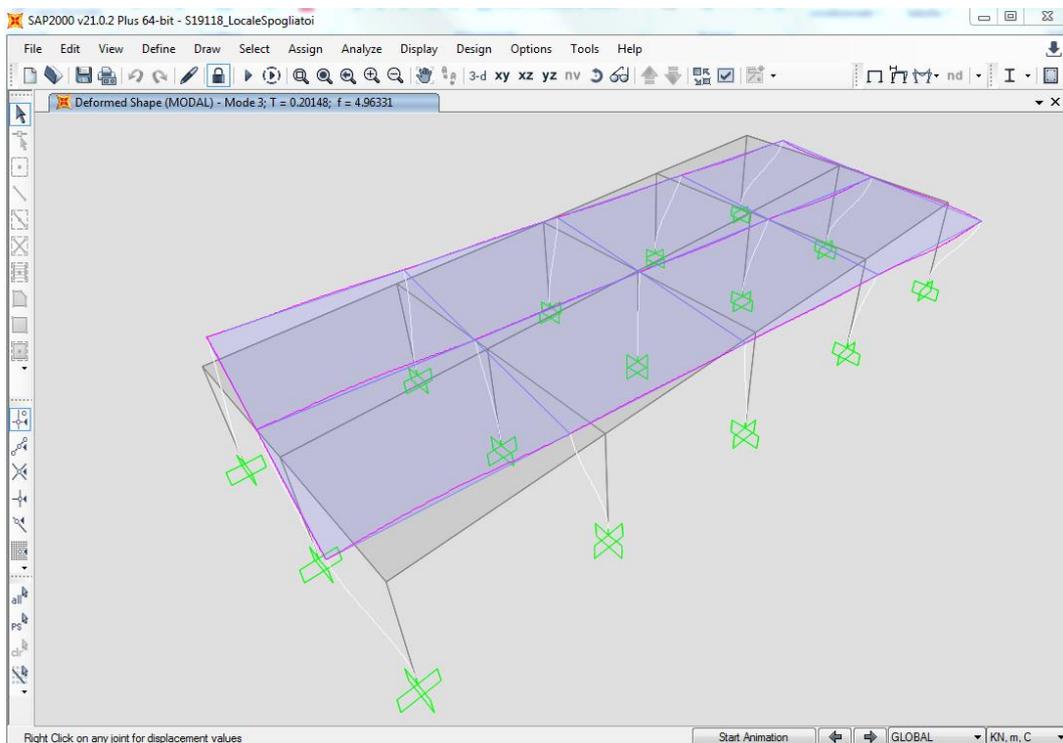


Figura 9.14 Terzo modo di vibrare

9.5 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Si riportano nel seguito alcune verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari globali e carichi applicati: si presentano infatti le “base reactions” ottenute dal programma di calcolo e poi, in base alla geometria del modello, si ricavano i carichi per avere conferma del valore corretto.

| Pesi propri elementi strutturali | | | | | | | |
|----------------------------------|----|------|------|-------|-------------------------------|------------------------|-----------------|
| | n° | L | B | H | γ (kN/m ³) | p (kN/m ²) | kN |
| - Trave CP | 2 | 0.30 | 0.50 | 23.60 | 25 | - | 177.0 |
| - Trave CP | 2 | 0.30 | 0.50 | 9.60 | 25 | - | 72.0 |
| - Pilastro | 15 | 0.30 | 0.30 | 3.50 | 25 | - | 118.1 |
| | | | | | | TOT | 367.1 kN |
| - Peso proprio copertura lignea: | | | | | | | |
| | 4 | 0.08 | 0.12 | 5.70 | 18 | - | 3.9 |
| | 4 | 0.14 | 0.24 | 5.70 | 18 | - | 13.8 |
| | 4 | 0.20 | 0.24 | 2.00 | 18 | - | 6.9 |
| | 20 | 0.10 | 0.12 | 1.80 | 18 | - | 7.8 |
| | 4 | 0.24 | 0.44 | 5.60 | 18 | - | 42.6 |
| | 8 | 0.20 | 0.24 | 5.00 | 18 | - | 34.6 |
| | 1 | 0.20 | 0.28 | 5.00 | 18 | - | 5.0 |
| | 1 | 0.14 | 0.24 | 2.20 | 18 | - | 1.3 |
| | 8 | 0.16 | 0.24 | 5.50 | 18 | - | 30.4 |
| | 2 | 0.16 | 0.24 | 3.50 | 18 | - | 4.8 |
| | 1 | 0.16 | 0.16 | 57.00 | 18 | - | 26.3 |
| | 5 | 0.10 | 0.24 | 1.60 | 18 | - | 3.5 |
| | 26 | 0.10 | 0.24 | 5.00 | 18 | - | 56.2 |
| | 20 | 0.10 | 0.16 | 3.50 | 18 | - | 20.2 |
| | 3 | 0.10 | 0.16 | 2.20 | 19 | - | 2.0 |
| | | | | | | TOT | 259.2 kN |

Figura 9.15 Pesi propri elementi strutturali – Base reactions calcolate dal progettista

| Pesi permanenti portati | | | | | | | |
|-------------------------|----|------|-------|---|-------------------------------|------------------------|-------|
| | n° | L | B | H | γ (kN/m ³) | p (kN/m ²) | kN |
| - Copertura | 1 | 9.60 | 23.60 | - | - | 1.50 | 339.8 |
| - Pannelli fotovoltaici | 1 | 9.60 | 23.60 | - | - | 0.26 | 58.9 |

Figura 9.16 Pesi permanenti portati – Base reactions calcolate dal progettista

| Sovraccarico di esercizio | | | | | | | |
|---------------------------|----|------|-------|---|-------------------------------|------------------------|-------|
| | n° | L | B | H | γ (kN/m ³) | p (kN/m ²) | kN |
| - Copertura (Cat. H) | 1 | 9.60 | 23.60 | - | - | 0.50 | 113.3 |

| Azione della neve | | | | | | | |
|---------------------|----|------|-------|---|-------------------------------|------------------------|-------|
| | n° | L | B | H | γ (kN/m ³) | p (kN/m ²) | kN |
| - Azione della neve | 1 | 9.60 | 23.60 | - | - | 2.00 | 453.1 |

Figura 9.17 Sovraccarico di esercizio – Base reactions calcolate dal progettista

Il confronto con i valori delle “base reactions” ottenuti dal programma di calcolo dimostra una sostanziale correttezza ed affidabilità dei risultati ottenuti.

| TABLE: Base Reactions | | | | | Confronto con il progettista | Progettista/Base Reactions |
|-----------------------|-----------|----------|----------|----------|------------------------------|----------------------------|
| OutputCase | CaseType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ | | |
| Text | Text | KN | KN | KN | KN | % |
| DEAD | LinStatic | 0.00 | 0.00 | 331.13 | 367.1 | 0.90 |
| COPERTURA | LinStatic | 0.00 | 0.00 | 258.28 | 259.2 | 1.00 |
| G2_COP | LinStatic | 0.00 | 0.00 | 339.84 | 339.8 | 1.00 |
| PANNELLI | LinStatic | 0.00 | 0.00 | 58.91 | 58.9 | 1.00 |
| CAT.H | LinStatic | 0.00 | 0.00 | 113.28 | 113.3 | 1.00 |
| NEVE_01 | LinStatic | 0.00 | 0.00 | 453.12 | 453.1 | 1.00 |

Figura 9.18 Confronto base reactions Sap2000 e azioni calcolate dal progettista

Per quanto riguarda il controllo sull’azione sismica orizzontale globale alla base è possibile considerare quanto segue:

Per la direzione X si considerano i modi che attivano più massa ed eseguendo una combinazione SRSS (il programma esegue una combinazione CQC), si ha (il peso totale associato alla massa vibrante vale 1022 KN):

| Modo | Period | Sd (T) | % Wtot | Wtot | g | Fx,i |
|------|--------|--------|---------|------|------|------|
| | Sec | g | % | kN | | kN |
| 2 | 0.2190 | 0.218 | 0.96262 | 1022 | 9.81 | 214 |

Per la direzione Y si considerano i modi che attivano più massa ed eseguendo una combinazione SRSS (il programma esegue una combinazione CQC), si ha (il peso totale associato alla massa vibrante vale 1022 KN):

| Modo | Period | Sd (T) | % Wtot | Wtot | g | Fy,i |
|------|--------|--------|---------|------|------|------|
| | Sec | g | % | kN | | kN |
| 1 | 0.2813 | 0.218 | 0.95346 | 1022 | 9.81 | 212 |

Il confronto con i valori delle “base reactions” ottenute dal programma di calcolo dimostra una sostanziale correttezza ed affidabilità dei risultati ottenuti:

| TABLE: Base Reactions | | | | | | Progettista/Bas e Reactions | |
|-----------------------|-------------|----------|----------|----------|----------|-----------------------------|-----------------|
| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ | kN | |
| Text | Text | Text | KN | KN | KN | | |
| RSA_SLVX | LinRespSpec | Max | 213 | 0 | 0.842 | Fx = | 214 0.99 |
| RSA_SLVY | LinRespSpec | Max | 0 | 211 | 0.000 | Fy = | 212 0.99 |

Si è quindi dimostrata l’accettabilità dei risultati.

9.6 CONFIGURAZIONI DEFORMATE SIGNIFICATIVE

9.6.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ ORIZZONTALE SLE

Si riportano di seguito le configurazioni deformate delle combinazioni che massimizzano gli spostamenti orizzontali.

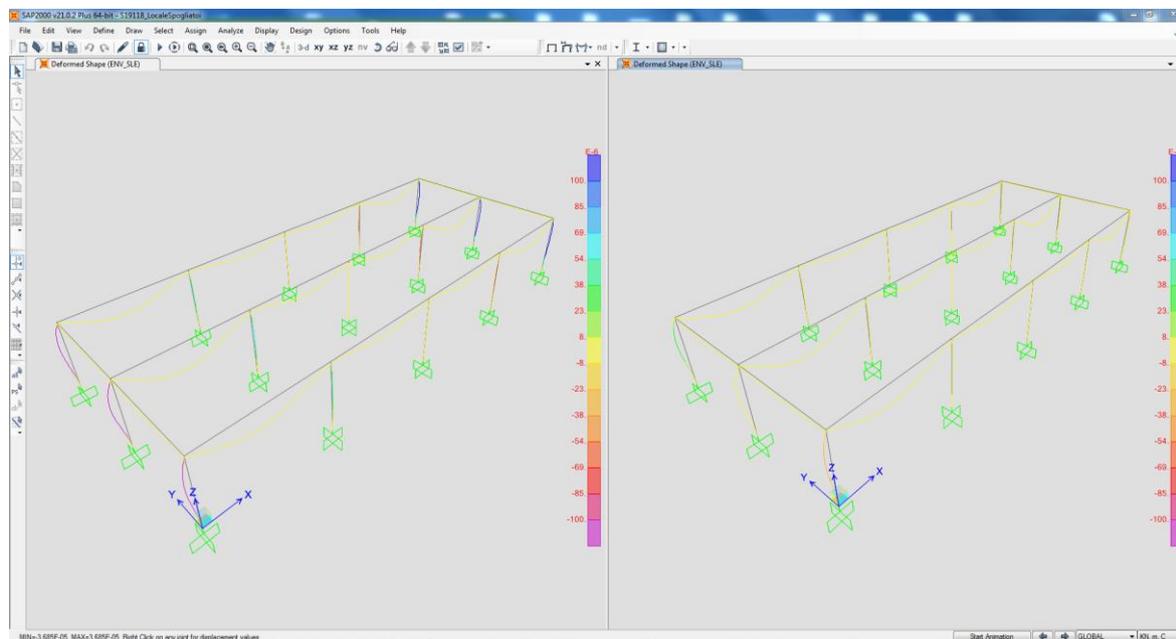


Figura 9.19 Massimi spostamenti orizzontali (Dir. x e dir. y) – ENV_SLE

Gli spostamenti orizzontali della struttura in direzione X e in direzione Y risultano trascurabili.

9.6.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ ORIZZONTALE SLD

Le verifiche sono svolte in termini di spostamento: le verifiche risultano soddisfatte quando gli spostamenti di piano non superano i seguenti limiti:

$$q_{dR} \leq 0.0050h \text{ (per tamponature fragili)}$$

Nella figura si riportano i massimi spostamenti ottenuti agli SLD:

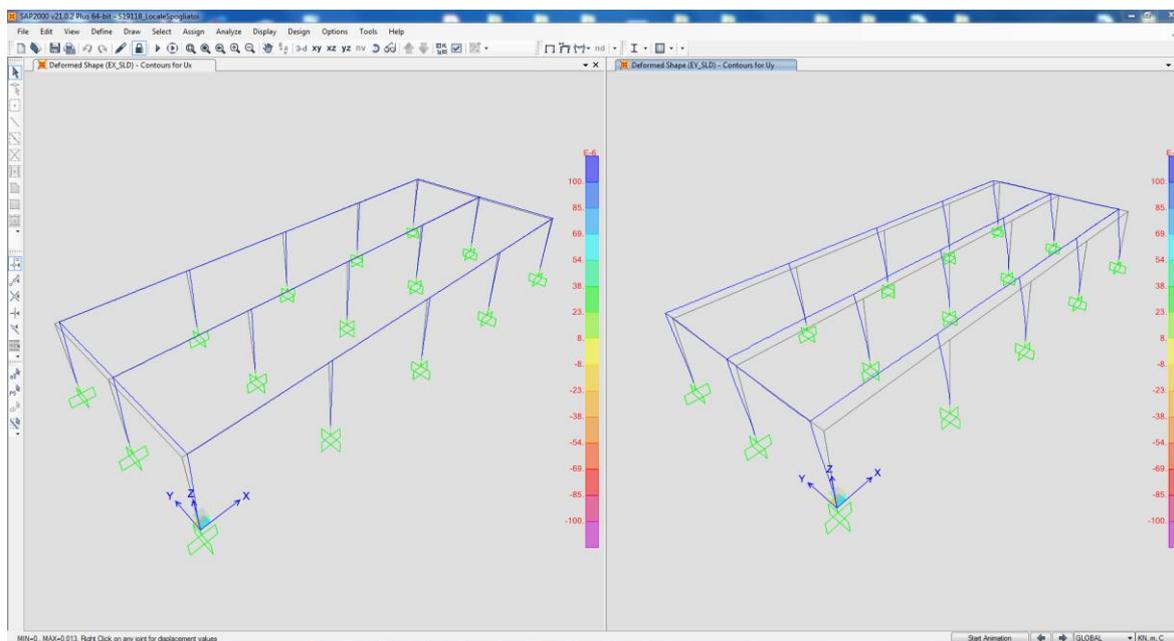


Figura 9.20 Massimi spostamenti orizzontali (Dir. x e dir. y) – ENV_SLD

- Piano di copertura

| Joint Text | OutputCase | CaseType Text | StepType Text | U1 mm | U2 mm | U3 mm |
|------------|------------|---------------|---------------|-----------|-----------|-----------|
| 2 | ENV_SLD | Combination | Min | -3.962627 | -6.712069 | -0.064306 |
| 12 | ENV_SLD | Combination | Min | -3.895124 | -6.712069 | -0.0624 |
| 22 | ENV_SLD | Combination | Min | -3.962627 | -6.712069 | -0.064306 |
| 4 | ENV_SLD | Combination | Min | -3.962627 | -6.46294 | -0.067206 |

$$q_{dR} = 3.30 \times 6.7\text{mm} = 22.1\text{mm} \leq 0.0050h = 0.005 \times 3500\text{mm} = 17.5\text{mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.7 SINTESI DEI PRINCIPALI RISULTATI E VERIFICHE DI SICUREZZA

In seguito si riportano le verifiche di sicurezza vincolanti per il dimensionamento delle varie tipologie di aste metalliche costituenti la struttura.

Le verifiche seguenti seguono i seguenti criteri:

- Condizioni statiche SLE e SLU
 - SLU , verifica in termini di resistenza a flessione, pressoflessione e taglio;
 - SLE, verifiche in termini tensionali e di fessurazione.
- Condizioni sismiche SLV
 - SLV, verifica in termini di resistenza a flessione, pressoflessione e taglio con sollecitazioni ridotte del fattore di comportamento q ;
 - SLV, verifica a taglio in termini di resistenza tenendo conto della sovra-resistenza;
 - SLV, equilibrio nodale.

9.7.1 PILASTRI 30X30

I pilastri presentano le seguenti caratteristiche:

- Sezione 30cm x 30cm;
- Armatura verticale $8\varnothing 16$;
- Staffe $\varnothing 8/5-15$ cm;
- Copriferro netto 3cm.

9.7.1.1 SOLLECITAZIONI SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni più significative:

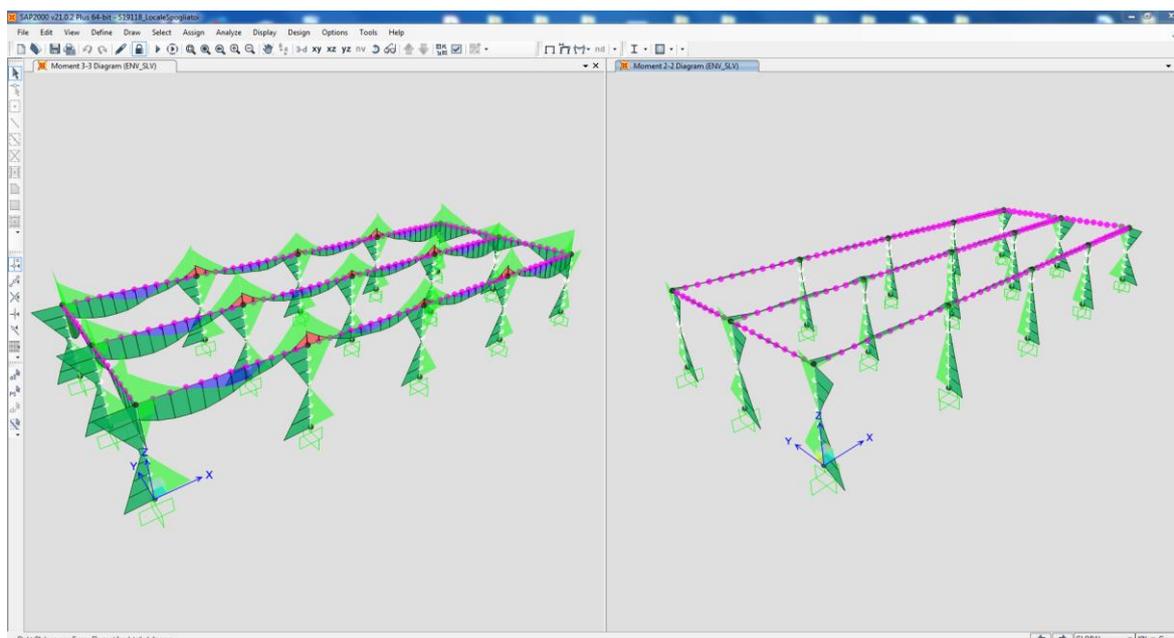


Figura 9.21 Andamento sollecitazioni flettenti pilastri - M2 e M3– ENV_SLV

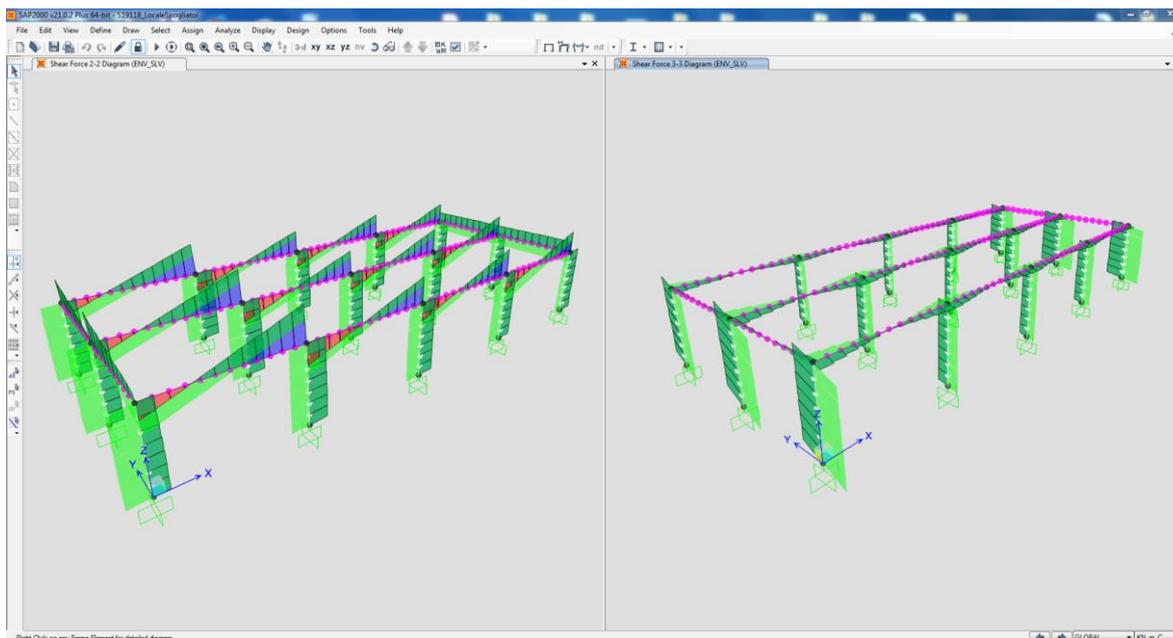


Figura 9.22 Andamento sollecitazioni taglianti pilastri - V2 e V3 – ENV_SLV

9.7.1.2 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE SLU E SLV

Si riportano di seguito le verifiche a flessione e pressoflessione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: PILASRI

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 Zoom

| N° | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 0 | 0 |
| 2 | 30 | 0 |
| 3 | 30 | 30 |
| 4 | 0 | 30 |

| N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1 | 2.01 | 4.6 | 4.6 |
| 2 | 2.01 | 15 | 4.6 |
| 3 | 2.01 | 25.4 | 4.6 |
| 4 | 2.01 | 4.6 | 15 |
| 5 | 2.01 | 4.6 | 25.4 |
| 6 | 2.01 | 15 | 25.4 |

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

M_{xRd} -70.1 kN m
M_{yRd} 0 kN m
σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 9.705 ‰
d 25.4 cm
x 6.732 x/d 0.2651
δ 0.7713

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

Precompresso

Figura 9.23 Momento resistente pilastri 30x30

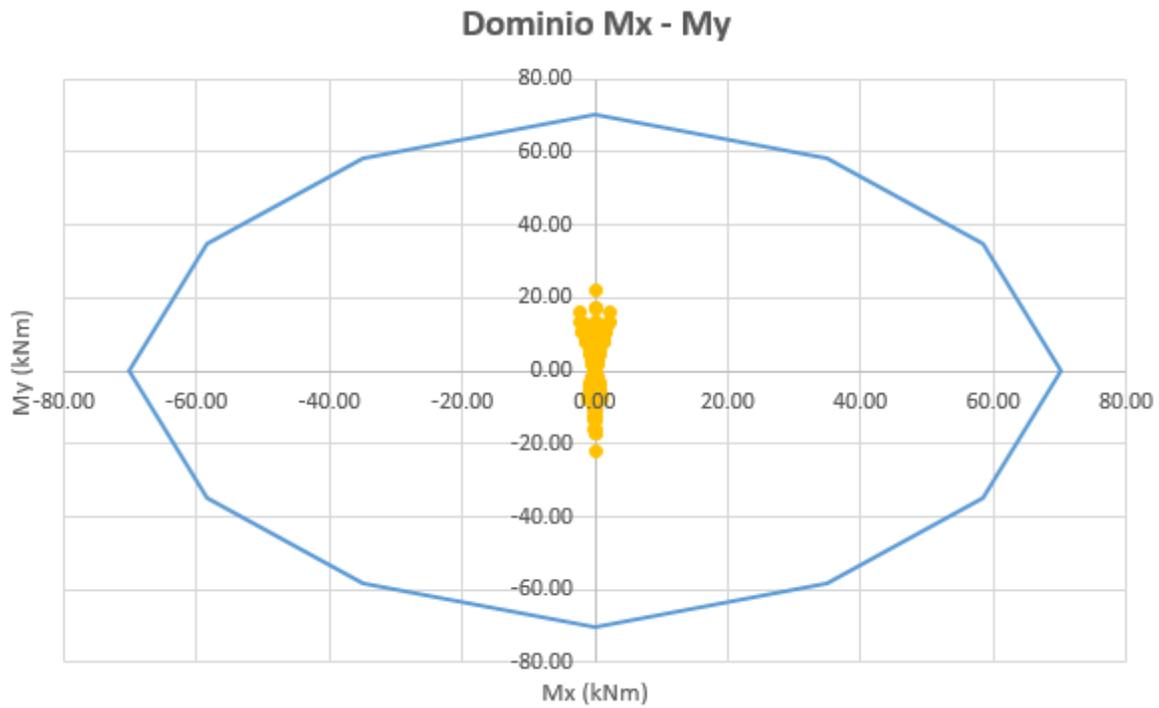


Figura 9.24 Verifica flessione deviata pilastro 30x30 - SLU

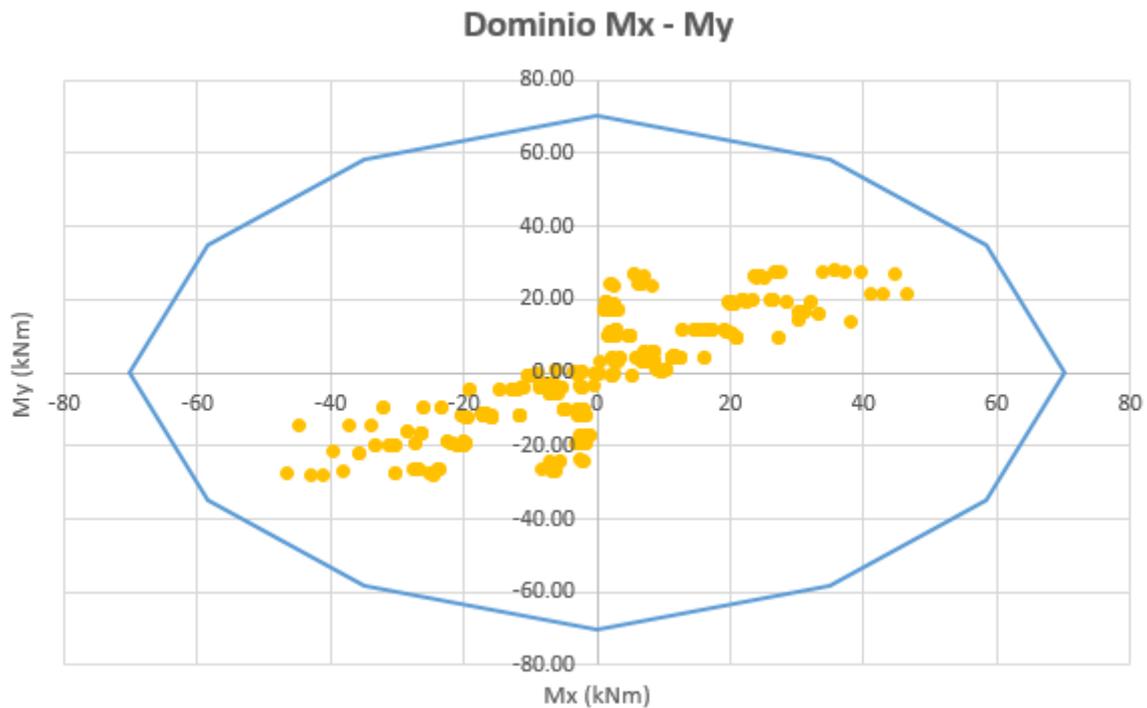


Figura 9.25 Verifica flessione deviata pilastro 30x30 - SLV

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.7.1.3 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO SLU E SLV

| RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (p.to 4.1.2.1.3 DM2018) | | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|-----------|-----------------|
| 1) DATI GENERALI | | | |
| 1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | | | |
| - calcestruzzo | f_{ck} | 35.0 | MPa |
| | α_{cc} | 0.85 | - |
| | γ_c | 1.50 | - |
| | f_{cd} | 19.8 | MPa |
| | f_{ctm} | 3.2 | MPa |
| - acciaio | f_{yk} | 450.0 | MPa |
| | f_{yd} | 391.3 | MPa |
| 1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE | | | |
| - altezza | h | 300 | mm |
| - larghezza minima | b_w | 300 | mm |
| - copriferro di calcolo | c | 46 | mm |
| - area cls | A_c | 9.00E+04 | mm ² |
| - altezza utile | d | 254 | mm |
| - braccio coppia interna (= 0,9 d) | z | 228.6 | mm |
| 1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA | | | |
| - armatura longitudinale 1 | ϕ_1 | 16 | mm |
| | n_1 | 8 | - |
| - armatura longitudinale 2 | ϕ_2 | 0 | mm |
| | n_2 | 0 | - |
| - area armatura longitudinale tesa | A_{sl} | 1608 | mm ² |
| 1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO | | | |
| - taglio di calcolo | V_{Ed} | 0.0 | kN |
| - compressione (+) / trazione (-) | N_{Ed} | 0.0 | kN |
| 2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008) | | | |
| - parametri di calcolo | k | 1.89 | - |
| | v_{min} | 0.54 | - |
| - rapporto geometrico di armatura | ρ_l | 2.00E-02 | - |
| - tensione media di compressione | σ_{cp} | 0.00 | MPa |
| - taglio resistente minimo | $V_{Rd,min}$ | 40.9 | kN |
| - taglio resistente | V_{Rd} | 71.1 | kN |
| VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$ | | OK | |

Figura 9.26 Taglio resistente pilastri 30x30

| TIPO VERIFICA | V_{Ed} (kN) | V_{Rd} (kN) | VERIFICATO |
|----------------------|-----------------------------------|---------------|------------|
| SLU – massimo taglio | $(9^2+1^2)^{0.5} = 9\text{kN}$ | 71 | OK |
| SLV – massimo taglio | $(16^2+26^2)^{0.5} = 31\text{kN}$ | 71 | OK |

Figura 9.27 Verifiche a taglio pilastro 30x30

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.7.1.4 VERIFICHE TENSIONALI E DI FESSURAZIONE SLE

Si riportano di seguito le verifiche tensionali e di fessurazione:

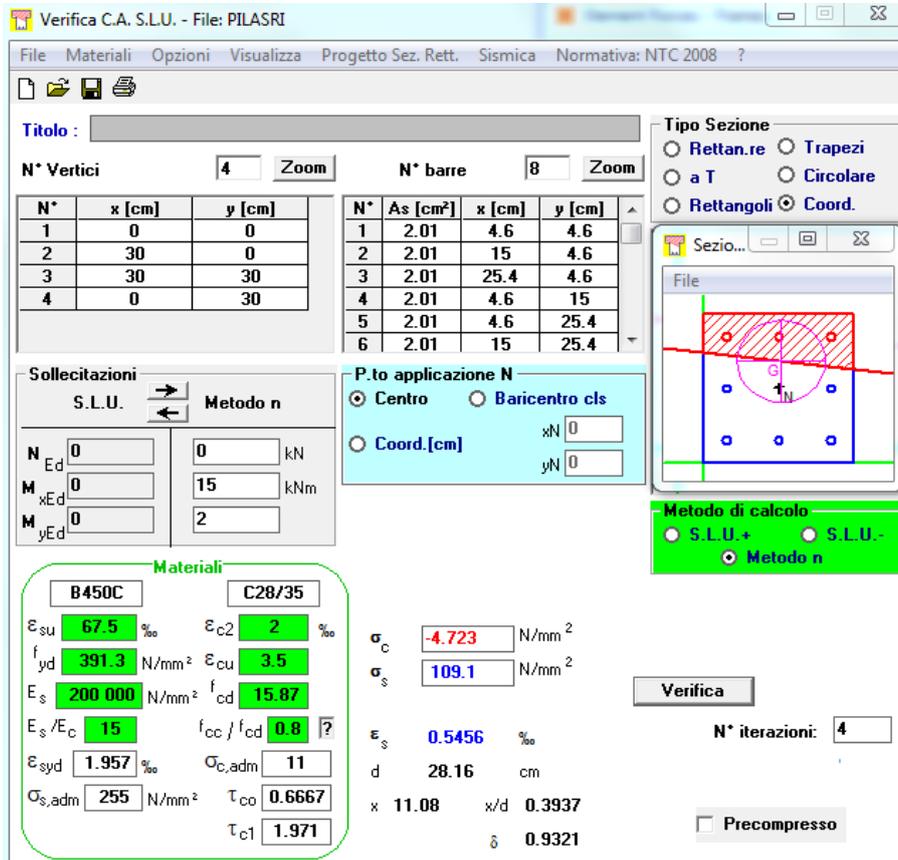


Figura 13.12 : Tensioni combinazione caratteristica pilastro 30x30

| Verifica delle tensioni di esercizio NTC2018 | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|------------|
| CLS | | |
| $\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$ | 16.8 MPa | COMB. RARA |
| $\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$ | 12.6 MPa | COMB. QP |
| * nel caso di elementi piani gettati in opera con spessori minori di 50 mm i valori limite vanno ridotti del 20% | | |
| ACCIAIO | | |
| $\sigma_s < 0.80 f_{yk} =$ | 400 MPa | COMB. RARA |

Figura 13.12 : Verifica delle tensioni in esercizio

| Calcolo dell'ampiezza delle fessure NTC2018 - C.M. 617 2/2/09 | | | |
|---------------------------------------------------------------|---------------------|-------------------------------------|-----------------------|
| Materiali | | 2.5(h-d) | 115.0 mm |
| f_{ck} | 28 MPa | (h-x)/3 | 96.3 mm |
| f_{yk} | 500 MPa | h/2 | 150.0 mm |
| f_{ctm} | 2.77 MPa | | |
| σ_t | 2.31 MPa | $h_{c,eff}$ | 96.3 mm |
| E_{cm} | 32308 MPa | $A_{c,eff}$ | 28892 mm ² |
| E_s | 210000 MPa | ρ_{eff} | 0.02088 - |
| Caratteristiche della sezione | | carichi di breve durata | |
| b | 300 mm | k_t | 0.6 - |
| h | 300 mm | barre ad aderenza migliorata | |
| c | 46 mm | k_1 | 0.8 - |
| Armatura tesa | | flessione | |
| 1° strato di barre (strato esterno) | | k_2 | 0.5 - |
| d1 | 254 mm | k_3 | 3.4 - |
| n1 | 3 - | k_4 | 0.425 - |
| ϕ_1 | 16 mm | α_e | 6.500 - |
| n2 | 0 - | ϵ_{sm} | 0.000312 - |
| ϕ_2 | 0 mm | | 0.000312 - |
| 2° strato di barre (strato interno) | | $5*(c+\phi/2)$ | 270.0 mm |
| d2 | 0 mm | $1.3*(h-x)$ | 375.6 mm |
| n1 | 0 - | $k_3*c+k_1*k_2*k_4*\phi/\rho_{eff}$ | 286.7 mm |
| ϕ_1 | 0 mm | Zona barra | |
| n2 | 0 - | $\Delta_{s,max}$ | 286.7 mm |
| ϕ_2 | 0 mm | w_d | 0.089 mm |
| A_s | 603 mm ² | Zona tra le barre | |
| d | 254.0 mm | $\Delta_{s,max}$ | 286.7 mm |
| ϕ_{eq} | 16.0 mm | w_d | 0.089 mm |
| s | 100 mm | | |
| DA VCASLU | | | |
| x | 11.08 mm | | |
| $\sigma_s(d1)$ | 109.1 MPa | | |
| $\sigma_s(d2)$ | 0.0 MPa | | |
| $\sigma_s(d)^*$ | 109.1 MPa | | |

Figura 9.28 Verifica a fessurazione pilastri 30x30

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.7.1.5 ARMATURA MINIMA PILASTRI

La figura che segue illustra la verifica dei quantitativi di armatura minimi utilizzati per i pilastri.

| <i>Armatura minima pilastri</i> | | | |
|------------------------------------------|---------------------|-----------------------|----|
| Base sezione | B | 300 mm | |
| Altezza sezione | H | 300 mm | |
| altezza libera del pilastro | L | 3500 mm | |
| n° barre longitudinali | n° | 8 | |
| ∅ barre longitudinali | ∅ | 16 mm | |
| Area armatura longitudinale | A _s | 1608 mm ² | |
| | f _{yd} | 391.3 MPa | |
| | f _{cd} | 15.87 MPa | |
| | N _{Ed} | 184 kN | |
| | | 184000 N | |
| ∅ staffe | ∅ _{st} | 8 mm | |
| Passo staffe | s | 120 mm | |
| | A _{st} | 201.1 mm ² | |
| Zona critica | l _{cr} | 500 mm | |
| Passo staffe zona dissipativa | s _{diss} | 50 mm | |
| | | | |
| Area armatura longitudinale minima | A _{s,min} | 270 mm ² | ok |
| Area armatura longitudinale massima | A _{s,max} | 3600 mm ² | ok |
| As/Ac | ρ | 1.79 % | |
| | | 1% ≤ ρ ≤ 4% | ok |
| | | | |
| Passo massimo staffe | s _{max} | 192 mm | ok |
| Passo massimo staffe condizioni sismiche | s _{max} | 128 mm | ok |
| ∅ minimo staffe | ∅ _{min} | 6 mm | ok |
| | | | |
| Zona dissipativa minima | l _{cr,min} | 583 mm | ok |

Figura 9.29 Armatura minima pilastri 30x30

9.7.2 TRAVI 30X5060

I pilastri presentano le seguenti caratteristiche:

- Sezione 30cm x 50cm;
- Armatura longitudinale inferiore $3\phi 12$;
- Armatura longitudinale inferiore $5\phi 12$;
- Staffe $\phi 8/5-15$ cm;
- Copriferro netto 3cm.

9.7.2.1 SOLLECITAZIONI SLU

Si riporta il diagramma delle travi maggiormente sollecitate:

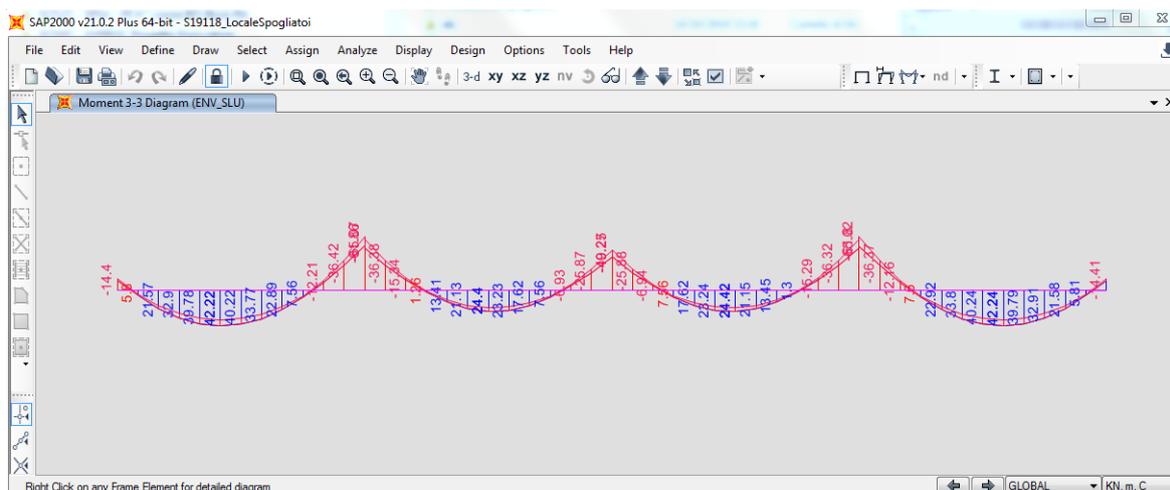


Figura 9.30 Momenti flettente M3 – ENV_SLU

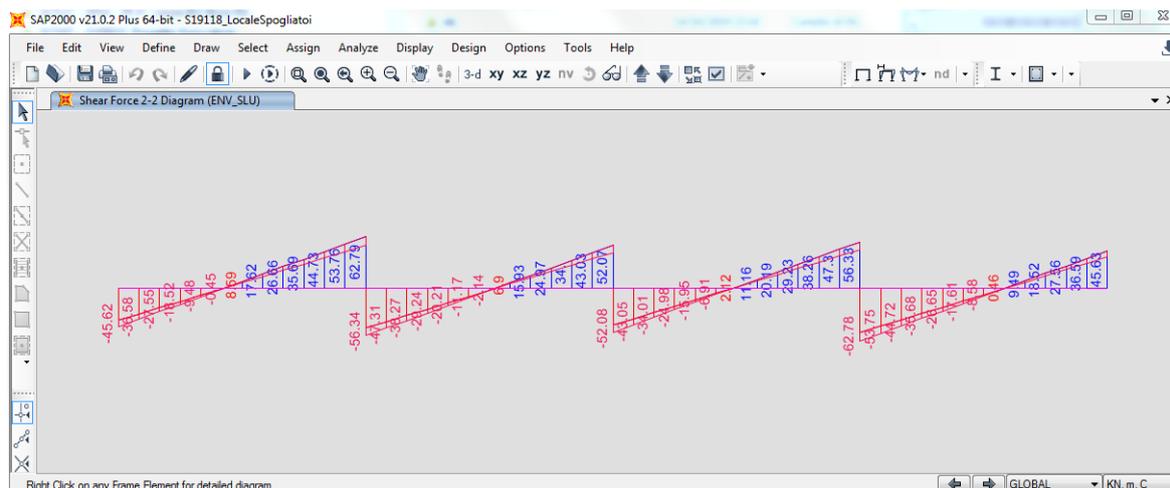


Figura 9.31 Taglio V2 – ENV_SLU

9.7.2.2 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE SLU E SLV

Si riportano di seguito le verifiche a flessione:



Figura 9.32 Momenti resistenti positivo e negativo trave 30x50

| TIPO VERIFICA | M_{Ed} (kNm) | M_{Rd} (kNm) | VERIFICATO |
|-----------------------|----------------|----------------|------------|
| SLU - momento massimo | + 42 | + 77 | OK |
| SLU - momento minimo | - 65 | - 114 | OK |
| SLV - momento massimo | + 41 | + 77 | OK |
| SLV - momento minimo | - 45 | - 114 | OK |

Figura 9.33 Verifiche di resistenza a flessione SLU e SLV

Le verifiche risultano soddisfatta.

9.7.2.3 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO SLU E SLV

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

| RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (p.to 4.1.2.1.3 DM2018) | | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|-----------|-----------------|
| 1) DATI GENERALI | | | |
| 1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | | | |
| - calcestruzzo | f_{ck} | 35.0 | MPa |
| | α_{cc} | 0.85 | - |
| | γ_c | 1.50 | - |
| | f_{cd} | 19.8 | MPa |
| | f_{ctm} | 3.2 | MPa |
| - acciaio | f_{yk} | 450.0 | MPa |
| | f_{yd} | 391.3 | MPa |
| 1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE | | | |
| - altezza | h | 500 | mm |
| - larghezza minima | b_w | 300 | mm |
| - copriferro di calcolo | c | 44 | mm |
| - area cls | A_c | 1.50E+05 | mm ² |
| - altezza utile | d | 456 | mm |
| - braccio coppia interna (= 0,9 d) | z | 410.4 | mm |
| 1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA | | | |
| - armatura longitudinale 1 | ϕ_1 | 12 | mm |
| | n_1 | 3 | - |
| - armatura longitudinale 2 | ϕ_2 | 0 | mm |
| | n_2 | 0 | - |
| - area armatura longitudinale tesa | A_{sl} | 339 | mm ² |
| 1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO | | | |
| - taglio di calcolo | V_{Ed} | 0.0 | kN |
| - compressione (+) / trazione (-) | N_{Ed} | 0.0 | kN |
| 2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008) | | | |
| - parametri di calcolo | k | 1.66 | - |
| | v_{min} | 0.44 | - |
| - rapporto geometrico di armatura | ρ_l | 2.48E-03 | - |
| - tensione media di compressione | σ_{cp} | 0.00 | MPa |
| - taglio resistente minimo | $V_{Rd,min}$ | 60.7 | kN |
| - taglio resistente | V_{Rd} | 60.7 | kN |
| VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$ | | OK | |

3) ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (p.to 4.1.2.1.3.2 DM2008)
3.1) STAFFE

| | | | |
|-----------------------------------|------------|-----|--------------------|
| - diametro | ϕ | 8 | mm |
| - n° braccia | n_b | 2 | - |
| - passo | s | 150 | mm |
| - area di acciaio per ogni staffa | A_{sw} | 101 | mm ² |
| - area staffe per metro | A_{sw}/s | 670 | mm ² /m |

3.2) FERRI PIEGATI

| | | | |
|------------------------------------------|---------------------|-----|--------------------|
| - inclinazione ferri piegati | α | 0.0 | deg |
| - diametro | ϕ_a | 0 | mm |
| - n° braccia | $n_{b,\alpha}$ | 0 | - |
| - passo | s_α | 0 | mm |
| - area di acciaio per ogni ferro piegato | $A_{sw,\alpha}$ | 0 | mm ² |
| - area ferri piegati per metro | $(A_{sw}/s)_\alpha$ | 0 | mm ² /m |

3.3) RESISTENZA DEI PUNTONI IN CLS

| | | | |
|------------------------------------------------------|---------------|-----------|-----|
| - coefficiente maggiorativo | α_c | 1.00 | - |
| - resistenza a compressione ridotta | f'_{cd} | 9.9 | MPa |
| - resistenza a compressione dei puntoni | f_{cdw} | 9.9 | MPa |
| - resistenza minima lato cls | $V_{Rcd,min}$ | 421.0 | kN |
| - resistenza max lato cls | $V_{Rcd,max}$ | 610.5 | kN |
| VERIFICA $V_{Rcd,max} > V_{Ed}$ | | OK | |

3.4) VERIFICA A TAGLIO

| | | | |
|-------------------------------------------------|-----------------|-----------|-----|
| - taglio resistente di progetto | V_{Rd} | 269.1 | kN |
| VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$ | | OK | |
| - inclinazione ultima dei puntoni | $\cotg\theta_u$ | 2.50 | - |
| | θ_u | 21.8 | deg |

Figura 9.34 Resistenza a taglio travi 30x50

| TIPO VERIFICA | V_{Ed} (kN) | V_{Rd} (kN) | VERIFICATO |
|----------------------|---------------|---------------|------------|
| SLU – massimo taglio | 63 | 269 | OK |
| SLV – massimo taglio | 32 | 269 | OK |

Figura 9.35 Verifica a taglio travi 30x50

La verifica risulta soddisfatta.

9.7.2.4 VERIFICHE TENSIONALI E DI FESSURAZIONE SLE

Si riportano di seguito le verifiche tensionali e di fessurazione:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

- Titolo:** (empty)
- N° Vertici:** 4
- N° barre:** 10
- Materiali:** B450C and C28/35
- Carichi:** $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{xEd} = -45$ kNm, $M_{yEd} = 0$
- Proprietà materiali:**
 - $\epsilon_{su} = 67.5$ ‰, $\epsilon_{c2} = 2$ ‰
 - $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $\epsilon_{cu} = 3.5$ ‰
 - $E_s = 200\,000$ N/mm², $f_{cd} = 15.87$
 - $E_s/E_c = 15$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$
 - $\epsilon_{syd} = 1.957$ ‰, $\sigma_{c,adm} = 11$
 - $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{co} = 0.6667$
 - $\tau_{c1} = 1.971$
- Calcolo risultati:**
 - $\sigma_c = -4.981$ N/mm²
 - $\sigma_s = 180.5$ N/mm²
 - $\epsilon_s = 0.9024$ ‰
 - $d = 45.6$ cm
 - $x = 13.35$, $x/d = 0.2928$
 - $\delta = 0.8059$
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n (selected)
- N° iterazioni:** 4
- Precompresso:** (unchecked)

Figura 13.12 : Tensioni combinazione caratteristica 30x50

| Verifica delle tensioni di esercizio NTC2018 | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|------------|
| CLS | | |
| $\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$ | 16.8 MPa | COMB. RARA |
| $\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$ | 12.6 MPa | COMB. QP |
| * nel caso di elementi piani gettati in opera con spessori minori di 50 mm i valori limite vanno ridotti del 20% | | |
| ACCIAIO | | |
| $\sigma_s < 0.80 f_{yk} =$ | 400 MPa | COMB. RARA |

Figura 13.12 : Verifica delle tensioni in esercizio

| Calcolo dell'ampiezza delle fessure NTC2018 - C.M. 617 2/2/09 | | | |
|---------------------------------------------------------------|---------------------|-------------------------------------|-----------------------|
| Materiali | | 2.5(h-d) | 610.0 mm |
| f_{ck} | 28 MPa | (h-x)/3 | 162.2 mm |
| f_{yk} | 500 MPa | h/2 | 250.0 mm |
| f_{ctm} | 2.77 MPa | | |
| σ_t | 2.31 MPa | $h_{c,eff}$ | 162.2 mm |
| E_{cm} | 32308 MPa | $A_{c,eff}$ | 48665 mm ² |
| E_s | 210000 MPa | ρ_{eff} | 0.01162 - |
| Caratteristiche della sezione | | carichi di breve durata | |
| b | 300 mm | k_t | 0.6 - |
| h | 500 mm | barre ad aderenza migliorata | |
| c | 44 mm | k_1 | 0.8 - |
| Armatura tesa | | flessione | |
| 1° strato di barre (strato esterno) | | k_2 | 0.5 - |
| d1 | 256 mm | k_3 | 3.4 - |
| n1 | 5 - | k_4 | 0.425 - |
| ϕ_1 | 12 mm | α_e | 6.500 - |
| n2 | 0 - | ϵ_{sm} | 0.000516 - |
| ϕ_2 | 0 mm | | 0.000516 - |
| 2° strato di barre (strato interno) | | $5*(c+\phi/2)$ | 250.0 mm |
| d2 | 0 mm | $1.3*(h-x)$ | 632.6 mm |
| n1 | 0 - | $k_3*c+k_1*k_2*k_4*\phi/\rho_{eff}$ | 325.2 mm |
| ϕ_1 | 0 mm | Zona barra | |
| n2 | 0 - | $\Delta_{s,max}$ | 325.2 mm |
| ϕ_2 | 0 mm | w_d | 0.168 mm |
| A_s | 565 mm ² | Zona tra le barre | |
| d | 256.0 mm | $\Delta_{s,max}$ | 325.2 mm |
| ϕ_{eq} | 12.0 mm | w_d | 0.168 mm |
| s | 100 mm | | |
| DA VCASLU | | | |
| x | 13.35 mm | | |
| $\sigma_s(d_1)$ | 180.5 MPa | | |
| $\sigma_s(d_2)$ | 0.0 MPa | | |
| $\sigma_s(d)^*$ | 180.5 MPa | | |

Figura 9.36 Verifica a fessurazione travi 30x50

9.7.2.5 ARMATURA MINIMA TRAVI 30x50

La figura che segue illustra la verifica dei quantitativi di armatura minimi utilizzati per le travi.

| <i>Armatura minima travi</i> | | | |
|---------------------------------------|----------------------------------------------------|------------------------|----|
| Base sezione | B | 300 mm | |
| Altezza sezione | H | 500 mm | |
| Copriferro netto | c | 30 mm | |
| | d | 456 mm | |
| | R_{ck} | 35 MPa | |
| | f_{ck} | 29.05 MPa | |
| | f_{ctm} | 2.83 MPa | |
| | f_{yk} | 450 MPa | |
| n° barre longitudinali 1 | n° | 3 | |
| ∅ barre longitudinali 1 | ∅ | 12 mm | |
| n° barre longitudinali 2 | n° | 2 | |
| ∅ barre longitudinali 2 | ∅ | 12 mm | |
| Area armatura longitudinale | A_s | 565 mm ² | |
| ∅ staffe | ∅ _{st} | 8 mm | |
| Passo staffe | s | 150 mm | |
| Zona dissipativa | l_{cr} | 500 mm | |
| Passo staffe zona dissipativa | s_{diss} | 50 mm | |
| Area armatura long minima zona tesa | $A_{s,min}$ | 224 mm ² | ok |
| | $1.4/f_{yk}$ | 0.0031 mm ² | ok |
| | $\rho_{comp}+3.5/f_{yk}$ | 0.0118 mm ² | ok |
| A_s/A_c | ρ | 0.0038 % | |
| | ρ_{comp} | 0.0040 % | |
| | $1.4/f_{yk} \leq \rho \leq \rho_{comp}+3.5/f_{yk}$ | | ok |
| ∅ minimo staffe | ∅ _{min} | 112.5 mm | ok |
| Passo massimo staffe zona dissipativa | s_{min} | 96 mm | ok |

Figura 9.37 Armatura minima travi 30x50

9.8 COPERTURA LIGNEA

Si conducono le verifiche di resistenza a flessione e taglio per i soli carichi verticali della trave in legno lamellare principale di dimensioni 24cm x 44cm e luce pari a 5.90m.

| CALCOLO TRAVE LEGNO | | | <i>Trave di centrale della copertura</i> | | |
|---------------------|--------|-----------------|------------------------------------------|------|------|
| fmk | 24 | Mpa | | | |
| Em | 11600 | MPa | | | |
| γ_m | 1.45 | -- | | | |
| kmodI | 0.90 | -- | | | |
| kmodII | 0.60 | -- | | | |
| kser | 0.60 | -- | | | |
| fmdI | 14.90 | Mpa | | | |
| fmdII | 9.93 | Mpa | | | |
| g | 1.76 | kPa | | | |
| v | 0.50 | kPa | | | |
| i | 4.80 | m | | | |
| qdl | 14.58 | kN/m | | | |
| qdII | 10.98 | kN/m | | | |
| L | 5.90 | m | | | |
| MdI | 63.45 | kNm | | | |
| MdII | 47.79 | kNm | | | |
| b | 24 | cm | ESITO | | |
| h | 44 | cm | | | |
| I | 170368 | cm ⁴ | | | |
| fg | 6.7 | mm | =1/ | 875 | L |
| fg,lun | 10.8 | mm | =1/ | 547 | L |
| fv | 1.9 | mm | =1/ | 3079 | L |
| ftot,lun | 12.7 | mm | =1/ | 464 | L |
| MrdI | 115.36 | kNm | verificato | | 0.55 |
| MrdII | 76.91 | kNm | verificato | | 0.62 |
| VdI | 43.02 | kN | ESITO | | |
| VdII | 32.40 | kN | | | |
| b,app | 23 | cm | | | |
| h,app | 24 | cm | | | |
| fv,k | 2.7 | kN | | | |
| fv,d(I) | 1.68 | kN | | | |
| fv,d(II) | 1.12 | kN | | | |
| VrdI | 61.67 | kN | verificato | | 0.70 |
| VrdII | 41.11 | kN | verificato | | 0.79 |

Figura 9.38 Verifica di resistenza trave centrale lignea

10 PLATEA DI FONDAZIONE LOCALE SPOGLIATOI

10.1 MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento della platea di fondazione del “Locale Spogliatoi” è stato ottenuto mediante modellazione ad elementi finiti tramite il programma di calcolo “SAP2000” v. 21.0.1 della “Computers & Structures Inc.”, Berkeley – California (USA).

In particolare, a partire dal modello tridimensionale agli elementi finiti realizzato per studiare lo stato di sollecitazione degli elementi strutturali di elevazione, è stato sviluppato un ulteriore modello “globale” dove è stata modellata la platea di fondazione con elementi di tipo “areas shell”, in particolare:

- La platea di fondazione è stata modellata con elementi finiti bidimensionali “reas” di tipo “thin shell”;
- Gli elementi schematizzanti la platea sono stati caratterizzati da vincoli elastici distribuiti di rigidezza verticale equivalente al modulo elastico del terreno alla Winkler pari a 10000 KN/m³;
- I carichi trasmessi dalla struttura di elevazione vengono applicati in automatico nel modello, eliminando i vincoli di incastro perfetto alla base dei pilastri della struttura in elevazione.

Nelle Figure seguenti si riporta il modello geometrico agli elementi finiti della struttura “Locale Spogliatoi”:

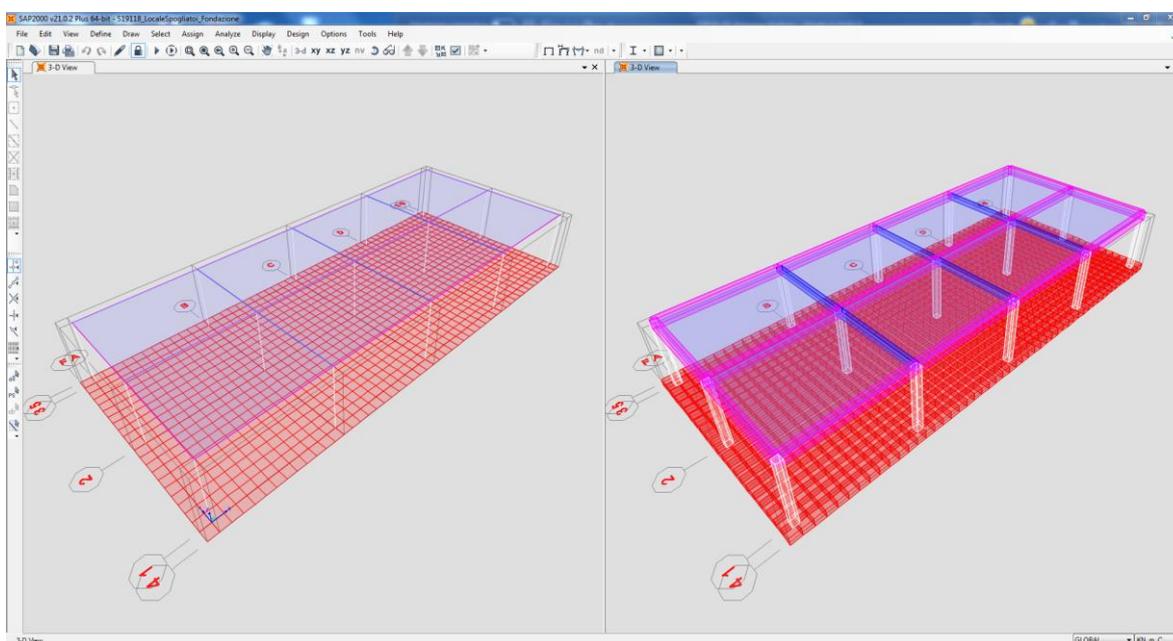


Figura 10.1 Modello di calcolo “globale” agli elementi finiti -Vista 3D ed estrusa

10.2 AZIONI DI PROGETTO

Le azioni di progetto sono indicate nel paragrafo 9.2.

10.3 RISULTATI DELLE ANALISI

Le figure che seguono illustrano la mappatura delle sollecitazioni principali agli SLU e SLV. Si nota che le azioni dimensionanti per la platea di fondazione risultano quelle in condizioni statiche.

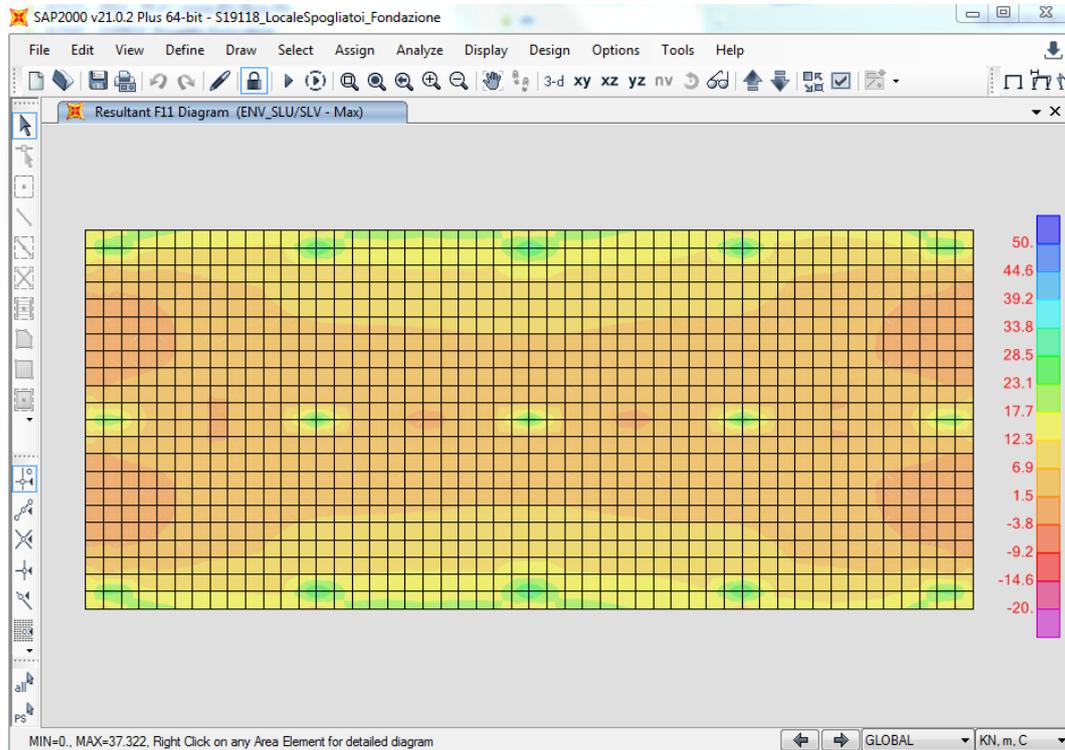


Figura 10.2 Azione normale F11max

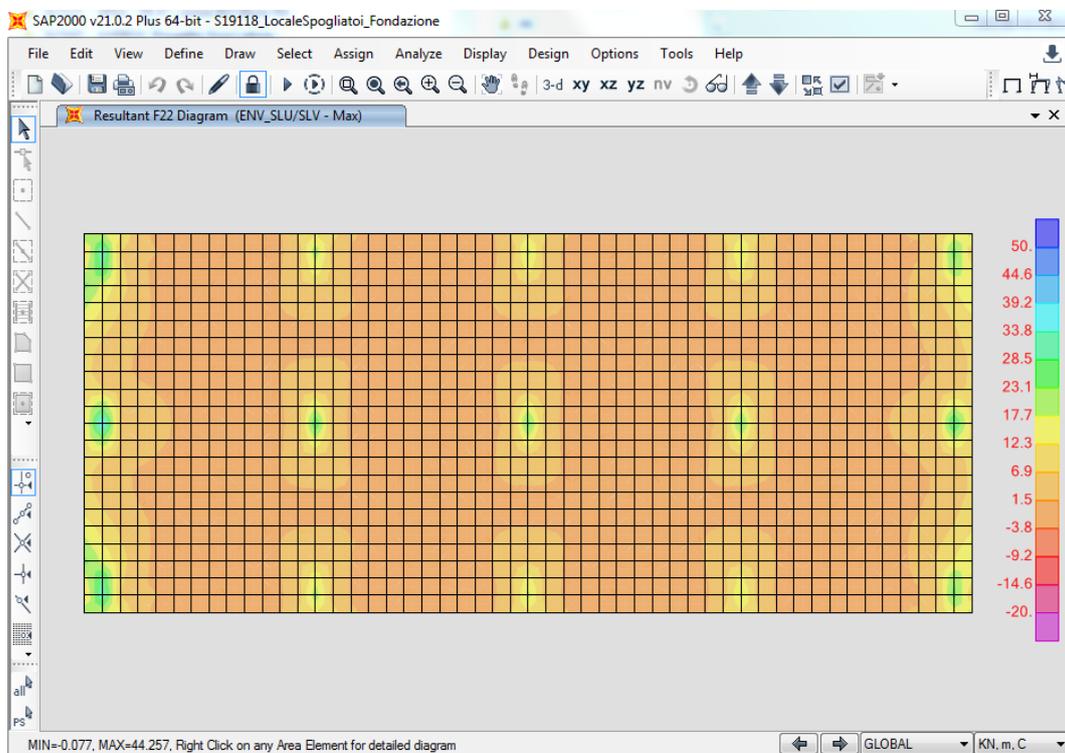


Figura 10.3 Azione normale F22max

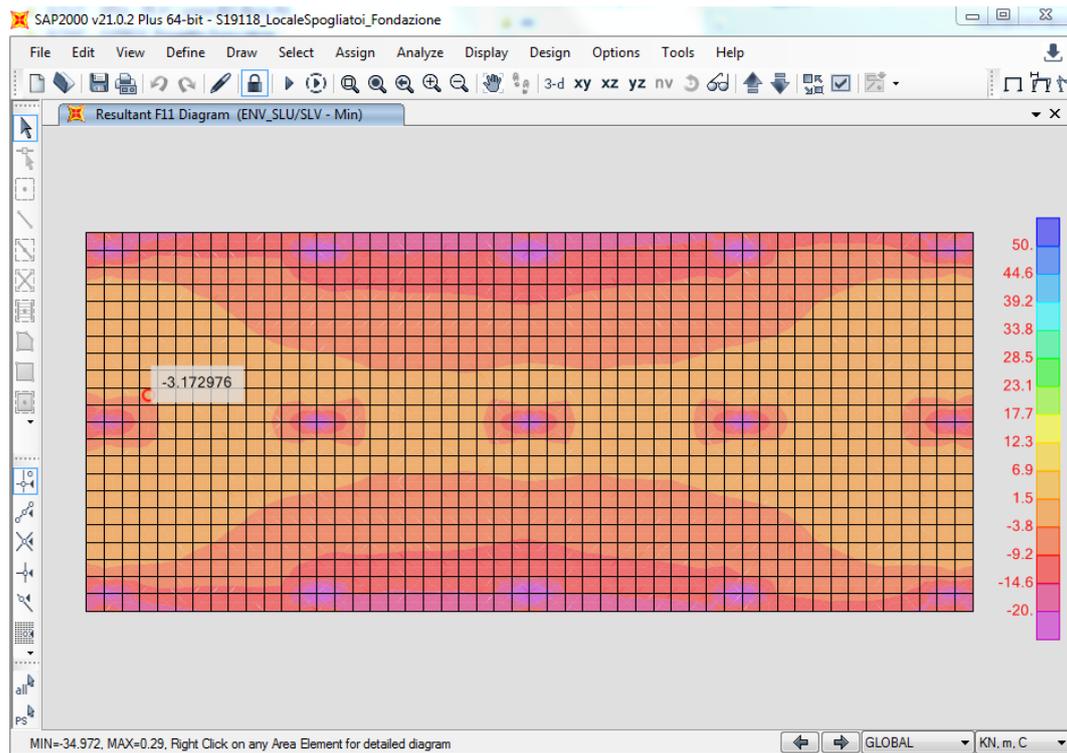


Figura 10.4 Azione normale F11min– ENV_SLU

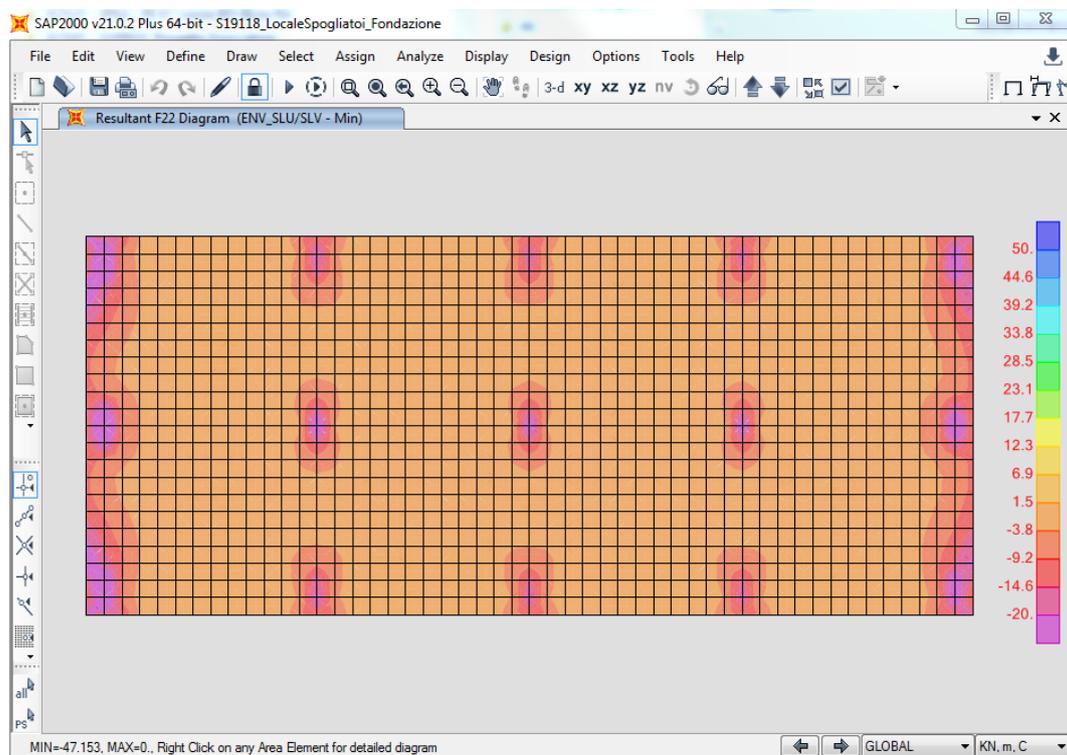


Figura 10.5 Azione normale F22min – ENV_SLU

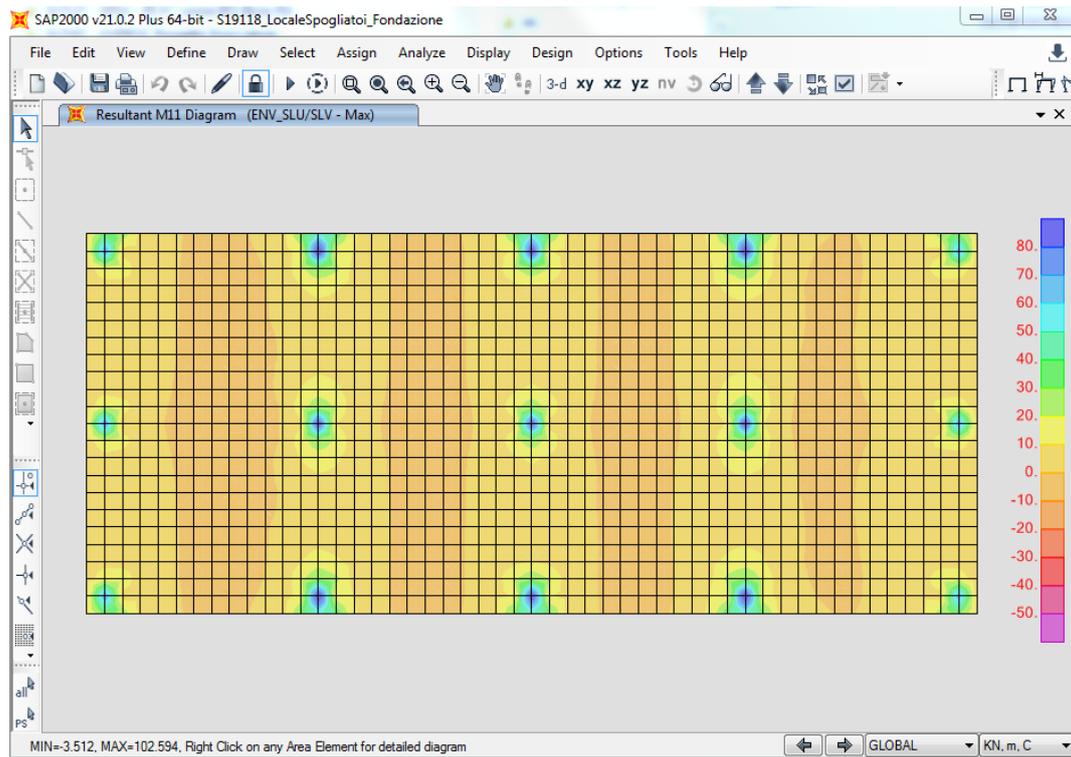


Figura 10.6 Momento flettente M11max– ENV_SLU

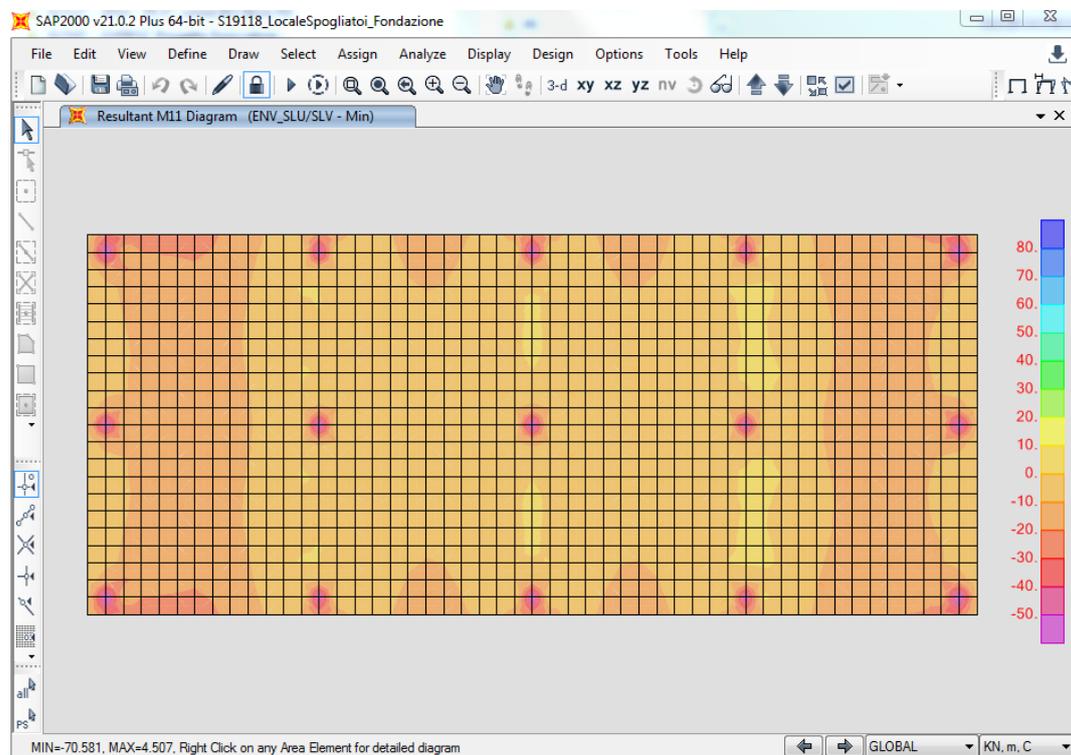


Figura 10.7 Momento flettente M11min– ENV_SLU

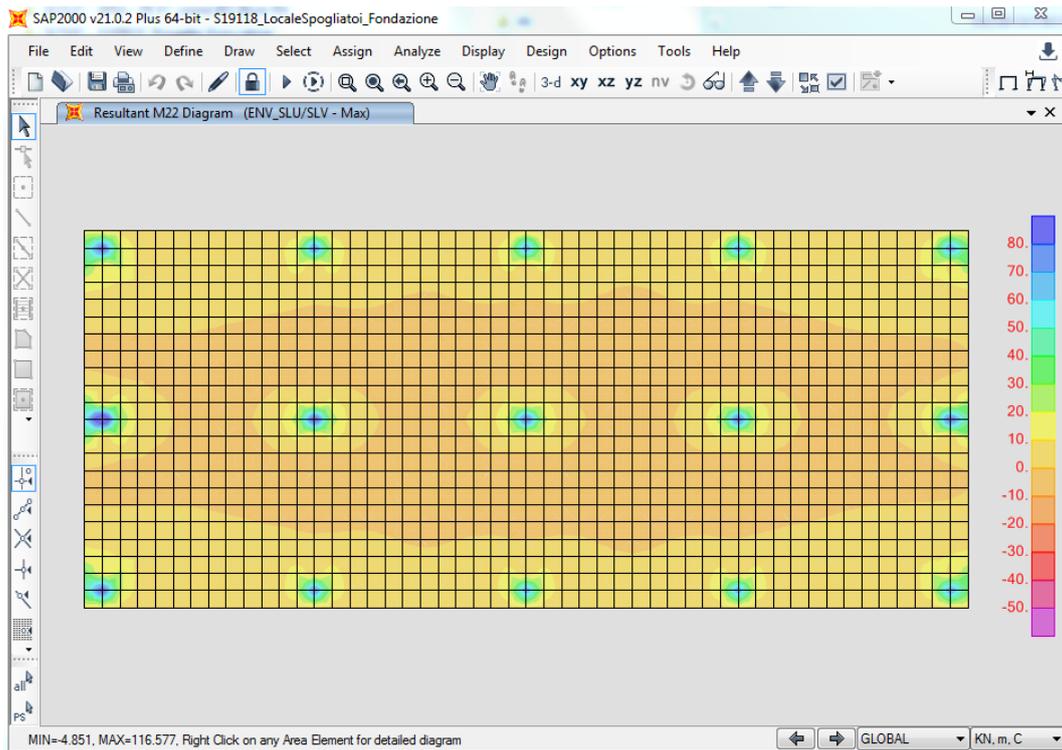


Figura 10.8 Momento flettente M22max

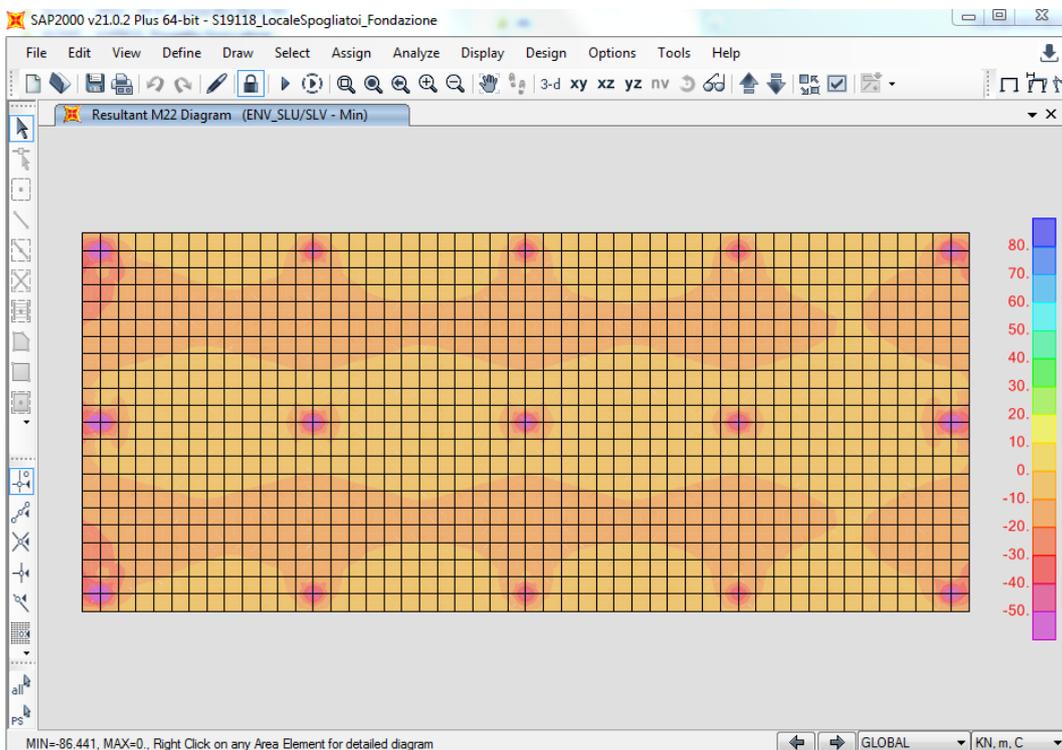


Figura 10.9 Momento flettente M22min

10.4 VERIFICHE A MOMENTO FLETTENTE

Si riportano di seguito le verifiche a momento flettente delle sezioni più significative.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 100 | 40 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 5.65 | 5.8 |
| 2 | 5.65 | 34.2 |

Solllecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 81.1 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 28.23 ‰
d 34.2 cm
x 3.773 x/d 0.1103
δ 0.7

Figura 10.10 Momento resistente platea di fondazione

| SEZIONE | A _{s,inf} | A _{s,sup} | c (mm) | M _{Ed} (kNm) | N _{Ed} (kN) | M _{Rd} (kNm) | FS |
|---------|--------------------|--------------------|--------|-----------------------|----------------------|-----------------------|------|
| M11,max | 5∅12/m | 5∅12/m | 40 | +59 | - | +81 | 0.73 |
| M11,min | 5∅12/m | 5∅12/m | 40 | -31 | - | -81 | 0.38 |
| M22,max | 5∅12/m | 5∅12/m | 40 | +56 | - | +81 | 0.69 |
| M22,min | 5∅12/m | 5∅12/m | 40 | -40 | - | -81 | 0.49 |

Le verifiche risultano soddisfatte.

10.5 VERIFICHE A TAGLIO

Di seguito si calcola la resistenza a taglio secondo il DM 18 in assenza di specifica armatura a taglio. Nel modello agli elementi finiti si imposta la “cut-off” che individua le zone in cui il taglio supera in valore assoluto il valore calcolato di 140kN.

| RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (p.to 4.1.2.1.3 DM2018) | | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|----------|-----------------|
| 1) DATI GENERALI | | | |
| 1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | | | |
| - calcestruzzo | f_{ck} | 25.0 | MPa |
| | α_{cc} | 0.85 | - |
| | γ_c | 1.50 | - |
| | f_{cd} | 14.2 | MPa |
| | f_{ctm} | 2.6 | MPa |
| - acciaio | f_{yk} | 450.0 | MPa |
| | f_{yd} | 391.3 | MPa |
| 1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE | | | |
| - altezza | h | 400 | mm |
| - larghezza minima | b_w | 1000 | mm |
| - copriferro di calcolo | c | 58 | mm |
| - area cls | A_c | 4.00E+05 | mm ² |
| - altezza utile | d | 342 | mm |
| - braccio coppia interna (= 0,9 d) | z | 307.8 | mm |
| 1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA | | | |
| - armatura longitudinale 1 | ϕ_1 | 12 | mm |
| | n_1 | 5 | - |
| - armatura longitudinale 2 | ϕ_2 | 0 | mm |
| | n_2 | 0 | - |
| - area armatura longitudinale tesa | A_{sl} | 565 | mm ² |
| 1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO | | | |
| - taglio di calcolo | V_{Ed} | 0.0 | kN |
| - compressione (+) / trazione (-) | N_{Ed} | 0.0 | kN |
| 2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008) | | | |
| - parametri di calcolo | k | 1.76 | - |
| | v_{min} | 0.41 | - |
| - rapporto geometrico di armatura | ρ_l | 1.65E-03 | - |
| - tensione media di compressione | σ_{cp} | 0.00 | MPa |
| - taglio resistente minimo | $V_{Rd,min}$ | 140.3 | kN |
| - taglio resistente | V_{Rd} | 140.3 | kN |
| VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$ | | | OK |

Figura 10.11 Resistenza alle sollecitazioni taglianti senza specifica armatura a taglio

Nelle figure seguenti si nota come non sia necessaria specifica armatura a taglio, in quanto le sollecitazioni taglianti massime siano inferiori a 140kN e le sollecitazioni taglianti minime siano superiori a -140kN.

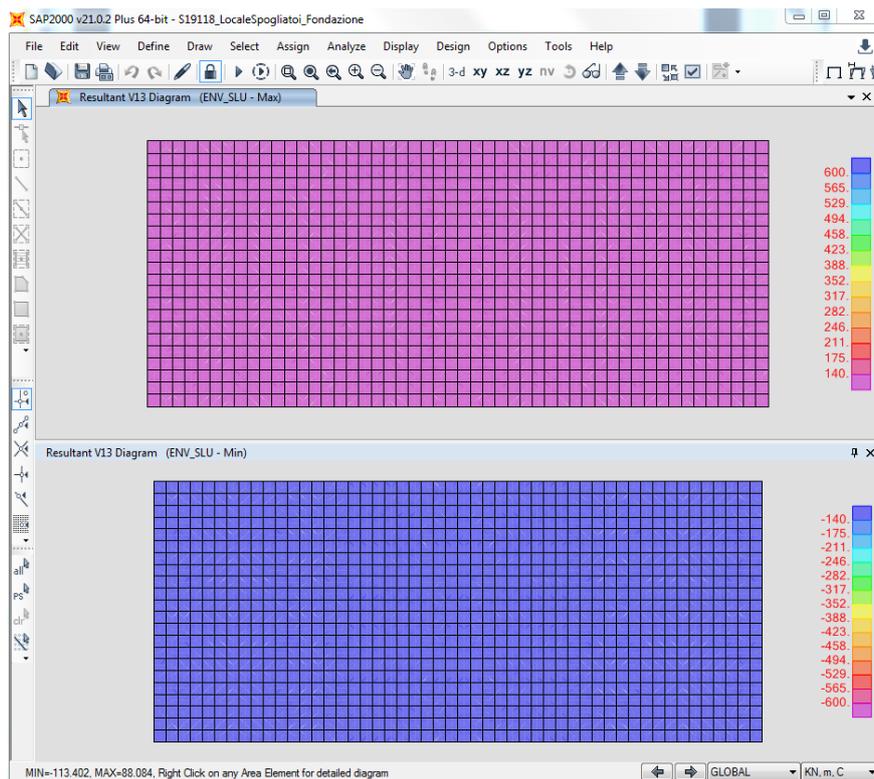


Figura 10.12 Taglio V13max e V13min – Cut off

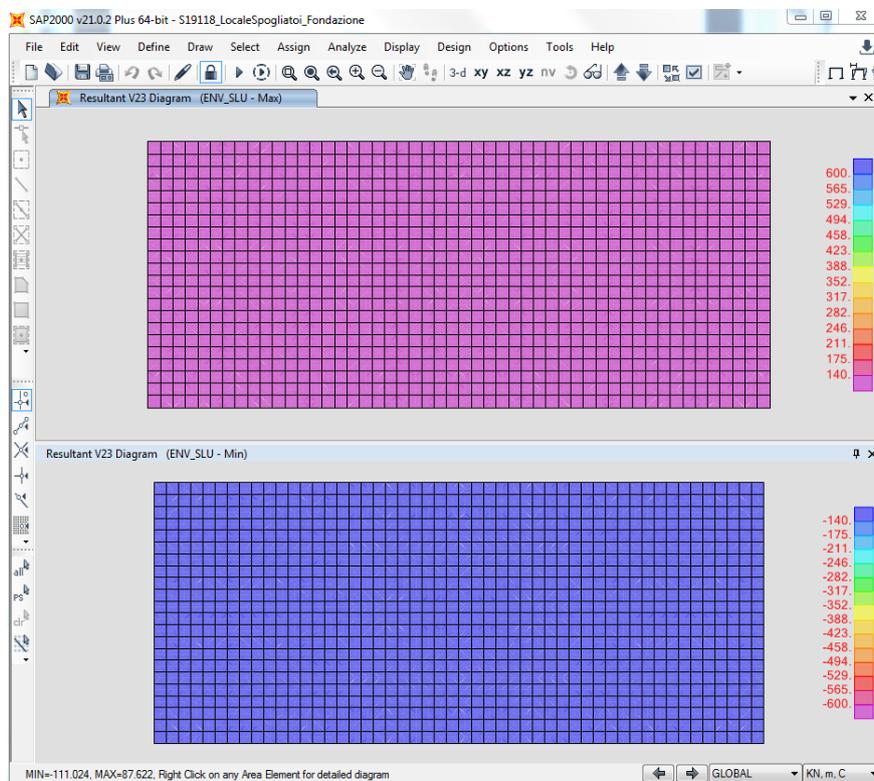


Figura 10.13 Taglio V12max e V12min – Cut off

10.6 VERIFICHE TENSIONALI E A FESSURAZIONE

Nelle tabelle seguenti si riportano le verifiche tensionali e di fessurazione agli Stati Limite di Esercizio in combinazione rara

| SEZIONE | $A_{s,inf}$ | $A_{s,sup}$ | c (mm) | M_{Ed} (kNm) | N_{Ed} (kN) | $\sigma_{s,max}$ (MPa) | $\sigma_{s,lim}$ (MPa) | $\sigma_{c,max}$ (MPa) | $\sigma_{s,max}$ (MPa) |
|---------|-------------|-------------|--------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| M11,max | 5Ø12/m | 5Ø12/m | 40 | +30 | - | 166.7 | 400.0 | -2.7 | 15.0 |
| M11,min | 5Ø12/m | 5Ø12/m | 40 | -15 | - | 83.4 | 400.0 | -1.4 | 15.0 |
| M22,max | 5Ø12/m | 5Ø12/m | 40 | +22 | - | 122.3 | 400.0 | -2.0 | 15.0 |
| M22,min | 5Ø12/m | 5Ø12/m | 40 | -12 | - | 66.7 | 400.0 | -1.1 | 15.0 |

Figura 10.14 Verifiche tensionali

Si osserva che per le sezioni M11,min, M22,max, M22, min non si manifesta apertura di fessure, in quanto (NTC 18 4.1.2.2.4):

$$\sigma_{s,max} < f_{ctm}/1.2 = 2.14\text{MPa}$$

| SEZIONE | $A_{s,inf}$ | $A_{s,sup}$ | c (mm) | M_{Ed} (kNm) | N_{Ed} (kN) | $\sigma_{s,max}$ (MPa) | w_k (mm) | w_{lim} (mm) |
|---------|-------------|-------------|--------|----------------|---------------|------------------------|------------|----------------|
| M11,max | 5Ø12/m | 5Ø12/m | 40 | +30 | - | 166.7 | 0.32 | 0.40 |

Figura 10.15 Verifiche di fessurazione

Dove:

- M_{Ed} → momento sollecitante (positivo se tende le fibre inferiori);
- M_{Rd} → momento resistente;
- N_{Ed} → sforzo normale sollecitante (positivo se di trazione);
- w_k → apertura delle fessure;
- w_{lim} → limite di apertura delle fessure;
- $\sigma_{s,max}$ → massima tensione di trazione nell'acciaio;
- $\sigma_{s,lim}$ → tensione di trazione limite nell'acciaio;
- $\sigma_{c,max}$ → massima tensione di compressione nel calcestruzzo;
- $\sigma_{c,lim}$ → tensione di compressione limite nel calcestruzzo.

Si osserva che per le sezioni M11,min, M22,max, M22, min non si manifesta apertura di fessure, in quanto (NTC 18 4.1.2.2.4):

$$\sigma_{s,max} < f_{ctm}/1.2 = 2.14\text{MPa}$$

10.7 ARMATURA MINIMA

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0.1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente che superiormente (NTC 18 7.2.5).

$$A_{s,min} = 0.001 \times 400\text{mm} \times 1000\text{mm} = 400\text{mm}^2 < A_s = 565\text{mm}^2 (\varnothing 12/200\text{mm/m})$$

10.8 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Si riporta di seguito la verifica più gravosa di capacità portante della platea di fondazione, ovvero la verifica agli SLU in direzione Y (lato più corto della fondazione).

| VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE HANSEN (*) | | | | | | | | |
|-------------------------------------------|----------|----------------------------|---------------------------------|--------------------------------------------|---------------|-------------------------|------------------------|-------------|
| B | = | 10.60 m | | ϕ' | = | 26 ° | | |
| L | = | 24.5 m | | c' | = | 2 kPa | | |
| D _{piano di posa} | = | 1.00 m | | γ_t | = | 18.5 kN/m ³ | | |
| q' | = | 18.50 kPa | | Z_w | = | 8.48 m | | |
| Quota falda | = | 0.00 m sotto piano di posa | | γ_e | = | 8.50 kN/m ³ | | |
| N_B | = | 5095.00 kN | | η | = | 0 ° | | |
| H_B | = | 0.00 kN | f_y | β | = | 25 ° | | |
| M_B | = | 0.00 kN | mx | | | | | |
| e_B | = | 0.00 m | | | | | | |
| | | | | Valutazione dell'effetto cinematico | | | | |
| | | | | $K_{hk} = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$ | | | | |
| B' | = | 10.60 m | | | | | | |
| W' | = | 24.50 m | | | | | | |
| A_f | = | 259.70 m ² | | | | | | |
| c_a | = | 2 kPa | | | | | | |
| c | = | 2.000 | 1/2γB' | = | 45.050 | q | = 18.500 | |
| N_c | = | 22.254 | N_γ | = | 7.941 | N_q | = | 11.854 |
| s_c | = | 1.230 | s_γ | = | 0.827 | s_q | = | 1.211 |
| i_c | = | 1.000 | i_γ | = | 1.000 | i_q | = | 1.000 |
| d_c | = | 1.038 | d_γ | = | 1.000 | d_q | = | 1.029 |
| g_c | = | 0.830 | g_γ | = | 0.265 | g_q | = | 0.265 |
| b_c | = | 1.000 | b_γ | = | 1.000 | b_q | = | 1.000 |
| | | | r_γ | = | 0.82 | | | |
| z_c | = | 1.00 | z_γ | = | 1.00 | z_q | = | 1.00 |
| | | 47.17 | | | 64.24 | | | 72.47 |
| q_{lim} | = | 183.88 | kPa | | | | | |
| γ_R | = | 2.30 | | Approccio 2 (A1+M1+R3) | | | | |
| q_{Rd} | = | 79.95 | | | | | | |
| N_{SD} | = | 5095.00 | kN | | | | | |
| N_{RD} | = | 20762.63 | kN | SODDISFATTA | | | | |
| | | | | FS | = | 4.08 | | |

Figura 10.16 Verifica capacità portante condizioni statiche – direzione y

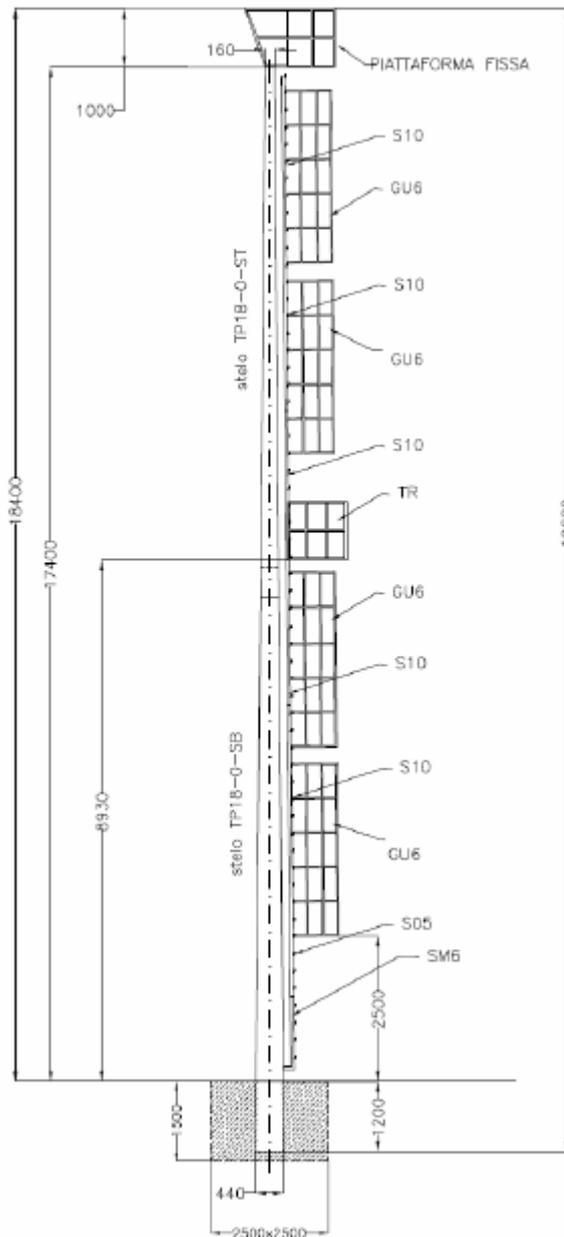
La verifica risulta soddisfatta.

11 PLINTI DI FONDAZIONE TORRI FARO

11.1 CARATTERISTICHE TECNICHE TORRI FARO

Le torri faro sono elementi di altezza pari a 18.4m fuori terra e presentano le seguenti caratteristiche:

Torre faro codice TPI 18-0



| TORRE FARO codice | |
|-------------------------------------------------------------|---------------|
| TPI18-0 | |
| caratteristiche tecniche | |
| altezza totale fuori terra | 18,400 |
| struttura montata, m | |
| lunghezza totale steli innestati fuori terra, m | 17,400 |
| tronchi componenti, n° | 2 |
| Ø base tra spigoli, mm | 440 |
| Ø sommità tra spigoli, mm | 160 |
| terrazzino di riposo TR, n° | 1 |
| scala: elemento mobile SM6 | eventuale |
| scala: elemento S05, n° | 1 |
| scala: elemento S10, n° | 5 |
| scala: elemento S17, n° | |
| scala: elemento S18, n° | |
| guardiacorpo: elemento GU4, n° | |
| guardiacorpo: elemento GU6, n° | 1 |
| guardiacorpo: elemento GU7, n° | 3 |
| guardiacorpo: elemento GU8, n° | |
| peso totale torre faro esclusa piattaforma fissa, kg; (±5%) | 895 |

| NOTA: IL DIMENSIONAMENTO DEL PLINTO DI FONDAZIONE È STATO FATTO ASSUMENDO, PER IL TERRENO, I SEGUENTI PARAMETRI: | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-------------|
| dato | sigla | valore |
| peso specifico, kg/m ³ | γ_t | 1600 |
| tensione ammissibile, kg/cm ² | $\sigma_{t,adm}$ | 1,00 |

Figura 11.1 Caratteristiche tecniche torri faro

11.2 CARATTERISTICHE PLINTO DI FONDAZIONE TORRI FARO

I plinti di fondazione sono elementi di dimensioni in pianta pari a 250cm x 250cm e di altezza di 150cm e sono caratterizzati da armatura in entrambe le dimensioni pari a $\varnothing 12/200$ mm.

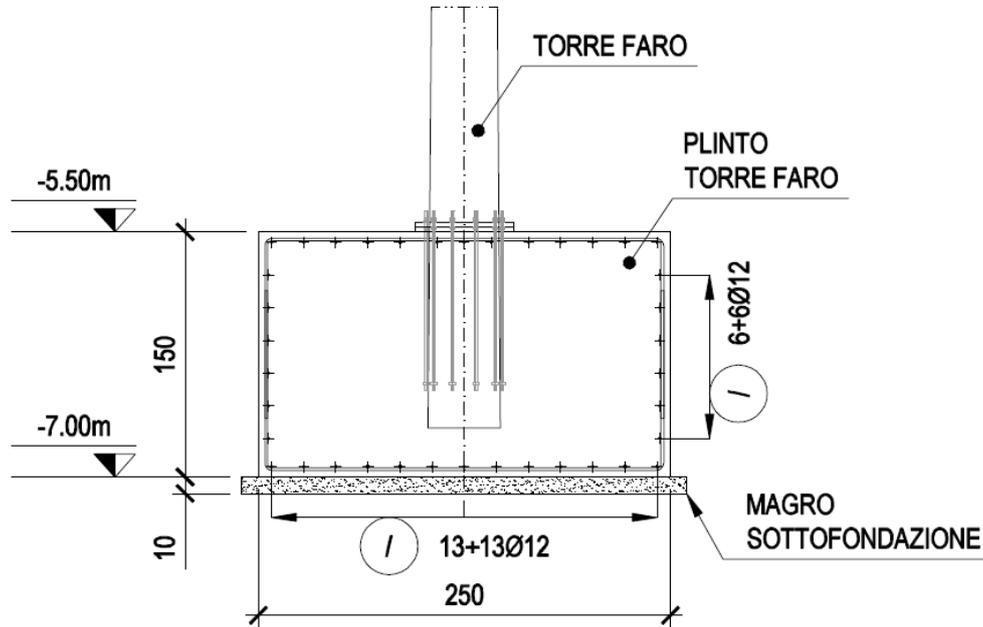


Figura 11.2 Plinto di fondazione torri faro

11.3 AZIONI DI PROGETTO

11.3.1 PESO PROPRIO PLINTO DI FONDAZIONE

Il peso proprio del plinto, in funzione delle dimensioni, risulta pari a:

$$P_p = 2.5\text{m} \times 2.5\text{m} \times 1.5\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 234\text{kN}$$

11.3.2 PESO TORRE FARO

Il peso della torre faro, da catalogo, risulta pari a $P_t = 15\text{kN}$.

11.3.3 AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è stata calcolata in accordo con le indicazioni riportate nell'NTC 18 e con l'Eurocodice EN 1991-1-4:2005, con riferimento ai seguenti parametri ambientali:

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

| Zona | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_a [1/s] |
|------|-----------------|-----------|-------------|
| 2 | 25 | 750 | 0.015 |

| | |
|---------------------------------------------|-----|
| a_s (altitudine sul livello del mare [m]) | 195 |
|---------------------------------------------|-----|

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

| | |
|---------------------------------------|----|
| v_b (velocità di riferimento [m/s]) | 25 |
|---------------------------------------|----|

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

$$q_b \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

$$C_e \text{ (coefficiente di esposizione)}$$

$$C_p \text{ (coefficiente di forma)}$$

$$C_d \text{ (coefficiente dinamico)}$$



Pressione cinetica di riferimento

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

| | |
|--------------|--------|
| q_b [N/mq] | 390.63 |
|--------------|--------|

Coefficiente di forma

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.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente 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 di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

| | ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | |
|---|----------------|------|-------|-------|------|------|
| | costa mare | 2 km | 10 km | 30 km | 500m | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

| | ZONA 6 | | | | |
|---|---------------|------|-------|-------|------|
| | costa mare | 2 km | 10 km | 30 km | 500m |
| A | -- | III | IV | V | V |
| B | -- | II | III | IV | IV |
| C | -- | II | III | III | IV |
| D | I | I | II | II | III |

| | ZONE 7,8 | | |
|---|----------|--------|-----------------|
| | mare | 1.5 km | 0.5 km costa |
| A | -- | -- | IV |
| B | -- | -- | IV |
| C | -- | -- | III |
| D | I | II | * |

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

| | ZONA 9 | |
|---|--------|-------|
| | mare | costa |
| A | -- | I |
| B | -- | I |
| C | -- | I |
| D | I | I |

| Z altezza edif. [m] | Zona | Classe di rugosità | a_s [m] |
|---------------------|------|--------------------|-----------|
| 18 | 2 | B | 195 |

| Cat. Esposiz. | k_r | z_0 [m] | z_{min} [m] | C_t |
|---------------|-------|-----------|---------------|-------|
| IV | 0.22 | 0.3 | 8 | 1 |

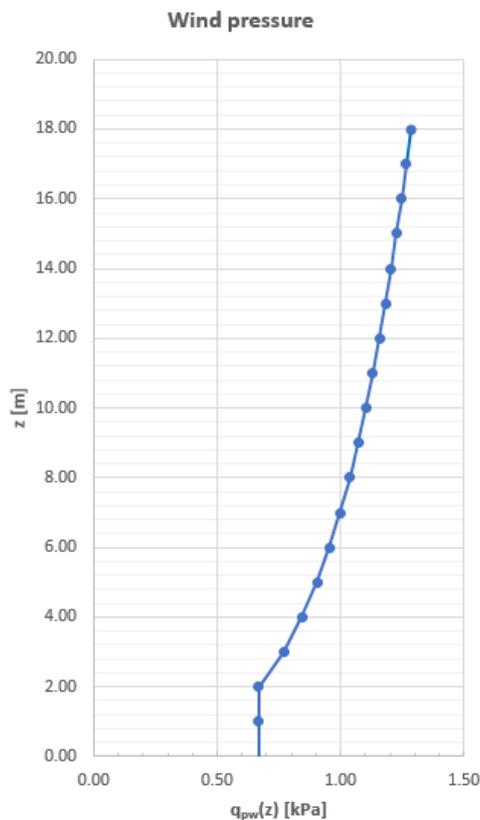
$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

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

| | |
|-------|------|
| C_e | 2.20 |
|-------|------|

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 858.80 N/mq (0,8587 kN/mq)

Nella figura seguente si riportano i valori della pressione del vento al variare dell'altezza.



Assumendo il coefficiente di forma relativo alle strutture cilindriche (Eurocodice EN 1991-1-4:2005) ed assumendo il diametro medio della torre faro pari a 0.30m si ottiene:

| z (m) | c _s (z) | c _o (z) | v _m (z) | ov(z) | l _v (z) | q _p (z) [kPa] | q _{pw} (z) [kPa] | Δz | A _i | w _{eq} [kPa] | w _{eq} [kN/m] |
|-------|--------------------|--------------------|--------------------|--------|--------------------|--------------------------|---------------------------|------|----------------|-----------------------|------------------------|
| 0.00 | 0.7009 | 1.0000 | 17.5222 | 4.7500 | 0.2711 | 0.5560 | 0.67 | | | 1.02 | 0.307 |
| 1.00 | 0.7009 | 1.0000 | 17.5222 | 4.7500 | 0.2711 | 0.5560 | 0.67 | 1.00 | 0.6672 | D _{medio} = | 0.30 |
| 2.00 | 0.7009 | 1.0000 | 17.5222 | 4.7500 | 0.2711 | 0.5560 | 0.67 | 1.00 | 0.6672 | | |
| 3.00 | 0.7779 | 1.0000 | 19.4481 | 4.7500 | 0.2442 | 0.6406 | 0.77 | 1.00 | 0.7179 | | |
| 4.00 | 0.8326 | 1.0000 | 20.8146 | 4.7500 | 0.2282 | 0.7033 | 0.84 | 1.00 | 0.8063 | | |
| 5.00 | 0.8750 | 1.0000 | 21.8746 | 4.7500 | 0.2171 | 0.7536 | 0.90 | 1.00 | 0.8742 | | |
| 6.00 | 0.9096 | 1.0000 | 22.7406 | 4.7500 | 0.2089 | 0.7958 | 0.95 | 1.00 | 0.9297 | | |
| 7.00 | 0.9389 | 1.0000 | 23.4728 | 4.7500 | 0.2024 | 0.8322 | 1.00 | 1.00 | 0.9768 | | |
| 8.00 | 0.9643 | 1.0000 | 24.1071 | 4.7500 | 0.1970 | 0.8642 | 1.04 | 1.00 | 1.0178 | | |
| 9.00 | 0.9867 | 1.0000 | 24.6665 | 4.7500 | 0.1926 | 0.8929 | 1.07 | 1.00 | 1.0542 | | |
| 10.00 | 1.0067 | 1.0000 | 25.1670 | 4.7500 | 0.1887 | 0.9189 | 1.10 | 1.00 | 1.0870 | | |
| 11.00 | 1.0248 | 1.0000 | 25.6197 | 4.7500 | 0.1854 | 0.9426 | 1.13 | 1.00 | 1.1169 | | |
| 12.00 | 1.0413 | 1.0000 | 26.0330 | 4.7500 | 0.1825 | 0.9646 | 1.16 | 1.00 | 1.1443 | | |
| 13.00 | 1.0565 | 1.0000 | 26.4132 | 4.7500 | 0.1798 | 0.9849 | 1.18 | 1.00 | 1.1697 | | |
| 14.00 | 1.0706 | 1.0000 | 26.7653 | 4.7500 | 0.1775 | 1.0040 | 1.20 | 1.00 | 1.1933 | | |
| 15.00 | 1.0837 | 1.0000 | 27.0930 | 4.7500 | 0.1753 | 1.0218 | 1.23 | 1.00 | 1.2154 | | |
| 16.00 | 1.0960 | 1.0000 | 27.3995 | 4.7500 | 0.1734 | 1.0386 | 1.25 | 1.00 | 1.2362 | | |
| 17.00 | 1.1075 | 1.0000 | 27.6875 | 4.7500 | 0.1716 | 1.0545 | 1.27 | 1.00 | 1.2559 | | |
| 18.00 | 1.1184 | 1.0000 | 27.9590 | 4.7500 | 0.1699 | 1.0696 | 1.28 | 1.00 | 1.2745 | | |

Si assume un valore della pressione uniforme equivalente e costante in altezza pari a 0.31kN/m.

Alla sommità del plinto di fondazione si ottiene:

$$M_{\text{VENTO}} = 0.31\text{kN} \times (18.4\text{m})^2 / 2 = 52.5\text{kNm}$$

$$V_{\text{VENTO}} = 0.31\text{kN} \times 18.4\text{m} = 5.7\text{kN}$$

11.3.4 AZIONE SISMICA

Per il calcolo dell'azione sismica si rimanda al paragrafo 8.2.

L'azione sismica, a favore di sicurezza, si assume pari a:

$$F_H = S_d(T)/g \times W \times \lambda = 0.720 \times 15\text{kN} = 10.8\text{kN}$$

Alla sommità del plinto di fondazione si ottiene:

$$M_{\text{SISMA}} = 10.8\text{kN} \times 18.4\text{m}/2 = 99.4\text{kNm}$$

$$V_{\text{SISMA}} = 10.8\text{kN}$$

11.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate per le verifiche:

| COMBINAZIONE | PP | PT | VENTO | SISMA |
|--------------|-----|-----|-------|-------|
| EQU_SLU | 0.9 | 0.9 | 1.5 | - |
| EQU_SLV | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 |
| GEO_SLU | 1.3 | 1.3 | 1.5 | - |
| GEO_SLV | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 |
| STR_SLU | 1.3 | 1.3 | 1.5 | - |
| STR_SLV | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 |

Figura 11.3 Combinazioni di carico plinto di fondazione torri faro

11.5 VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU)

- Condizioni statiche:

$$M_{\text{st}} = 0.9\text{PP} \times 1.25\text{m} + 0.9\text{PT} \times 1.25\text{m} = 280\text{kNm}$$

$$M_{\text{inst}} = 1.5(M_{\text{VENTO}} + V_{\text{VENTO}} \times 1.50\text{m}) = 91\text{kNm}$$

$$M_{\text{st}} = 250\text{kNm} < M_{\text{inst}} = 91\text{kNm}$$

$$FC = 0.36 < 1.00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- Condizioni sismiche:

$$M_{\text{st}} = 1.0\text{PP} \times 1.25\text{m} + 1.0\text{PT} \times 1.25\text{m} = 311\text{kNm}$$

$$M_{\text{inst}} = 1.0(M_{\text{SISMA}} + V_{\text{SISMA}} \times 1.50\text{m}) = 116\text{kNm}$$

$$M_{\text{st}} = 311\text{kNm} < M_{\text{inst}} = 116\text{kNm}$$

$$FC = 0.38 < 1.00$$

La verifica risulta soddisfatta

11.6 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE (GEO)

- Verifica in condizioni statiche (GEO_SLU)

| VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE_HANSEN (*) | | | | | | | | |
|-------------------------------------------|---|----------------------------|----------------|---|--------------------------------------------|-------|------------------------|--------|
| B | = | 2.50 m | | | ϕ' | = | 26 ° | |
| L | = | 2.5 m | | | c' | = | 2 kPa | |
| D _{piano di posa} | = | 1.50 m | | | γ_t | = | 18.5 kN/m ³ | |
| q' | = | 27.75 kPa | | | Z_w | = | 2.00 m | |
| Quota falda | = | 0.00 m sotto piano di posa | | | γ_e | = | 8.50 kN/m ³ | |
| N_B | = | 323.70 kN | | | η | = | 0 ° | |
| H_B | = | 8.55 kN | | | β | = | 25 ° | |
| M_B | = | 78.75 kN | | | | | | |
| e_B | = | 0.24 m | | | <i>Valutazione dell'effetto cinematico</i> | | | |
| | | | | | $K_{hk} = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$ | | | |
| B' | = | 2.01 m | | | | | | |
| W' | = | 2.50 m | | | | | | |
| A_f | = | 5.03 m ² | | | | | | |
| c_a | = | 2 kPa | | | | | | |
| c | = | 2.000 | $1/2\gamma B'$ | = | 8.557 | q | = | 27.750 |
| N_c | = | 22.254 | N_γ | = | 7.941 | N_q | = | 11.854 |
| s_c | = | 1.429 | s_γ | = | 0.678 | s_q | = | 1.393 |
| i_c | = | 0.934 | i_γ | = | 0.916 | i_q | = | 0.939 |
| d_c | = | 1.240 | d_γ | = | 1.000 | d_q | = | 1.185 |
| g_c | = | 0.830 | g_γ | = | 0.265 | g_q | = | 0.265 |
| b_c | = | 1.000 | b_γ | = | 1.000 | b_q | = | 1.000 |
| | | | r_γ | = | 0.98 | | | |
| z_c | = | 1.00 | z_γ | = | 1.00 | z_q | = | 1.00 |
| | | 61.13 | | | 10.92 | | | 135.21 |
| q_{lim} | = | 207.26 kPa | | | | | | |
| γ_R | = | 2.30 | | | Approccio 2 (A1+M1+R3) | | | |
| q_{Rd} | = | 90.11 | | | | | | |
| N_{SD} | = | 323.70 kN | | | | | | |
| N_{RD} | = | 453.59 kN | | | SODDISFATTA | | | |
| | | | | | FS | = | 1.40 | |

La verifica risulta soddisfatta.

- Verifica in condizioni sismiche (GEO_SLV)

| VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE HANSEN (*) | | | | | | | | |
|-------------------------------------------|---|---------|-----------------------|--------------------------------------------------|-------|----------------|-------------------|--------|
| B | = | 2.50 | m | ϕ' | = | 0 | ° | |
| L | = | 2.5 | m | c' | = | 100 | kPa | |
| D _{piano di posa} | = | 1.20 | m | γ_t | = | 18.5 | kN/m ³ | |
| q' | = | 22.20 | kPa | Z _w | = | 1.25 | m | |
| Quota falda | = | 0.00 | m sotto piano di posa | γ_e | = | 8.50 | kN/m ³ | |
| N _B | = | 249.00 | kN | η | = | 0 | ° | |
| H _B | = | 10.80 | kN | β | = | 25 | ° | |
| M _B | = | 99.40 | kN | Valutazione dell'effetto cinematico | | | | |
| e _B | = | 0.40 | m | $K_{hk} = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$ | | | | |
| B' | = | 1.70 | m | | | | | |
| W' | = | 2.50 | m | | | | | |
| A _f | = | 4.25 | m ² | | | | | |
| C _a | = | 100 | kPa | | | | | |
| c | = | 100.000 | 1/2 γ B' | = | 7.232 | q | = | 22.200 |
| N _c | = | 5.140 | N _y | = | 0.000 | N _q | = | 1.000 |
| s _c | = | 0.136 | s _y | = | 0.728 | s _q | = | 1.000 |
| i _c | = | 0.006 | i _y | = | 1.000 | i _q | = | 1.000 |
| d _c | = | 0.192 | d _y | = | 1.000 | d _q | = | 1.000 |
| g _c | = | 0.000 | g _y | = | 0.265 | g _q | = | 0.265 |
| b _c | = | 0.000 | b _y | = | 1.000 | b _q | = | 1.000 |
| | | | r _y | = | 0.976 | | | |
| z _c | = | 0.97 | z _y | = | 1.00 | z _q | = | 1.00 |
| | | 679.37 | | | 0.00 | | | 5.89 |
| q _{lim} | = | 685.26 | kPa | | | | | |
| γ_R | = | 2.30 | | Approccio 2 (A1+M1+R3) | | | | |
| q _{Rd} | = | 297.94 | | | | | | |
| N _{SD} | = | 249.00 | kN | | | | | |
| N _{RD} | = | 1267.44 | kN | VERIFICA DI CAPACITA PORTANTE SODDISFATTA | | | | |
| | | | | FS | = | 5.09 | | |

La verifica risulta soddisfatta.

11.7 VERIFICA A SCORRIMENTO (GEO)

- Condizioni statiche:

$$H_{Ed} = 1.5 \times V_{VENTO} = 8.6 \text{ kN}$$

$$H_{Rd} = N_{Ed} \times \text{tg}(\varphi') / \gamma_{Rd} = 1.0 \times 249 \text{ kN} \times \text{tg}26^\circ / 1.1 = 110 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} = 8.6 \text{ kN} \ll H_{Rd} = 110 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

- Condizioni sismiche:

$$H_{Ed} = V_{SISMA} = 10.8 \text{ kN}$$

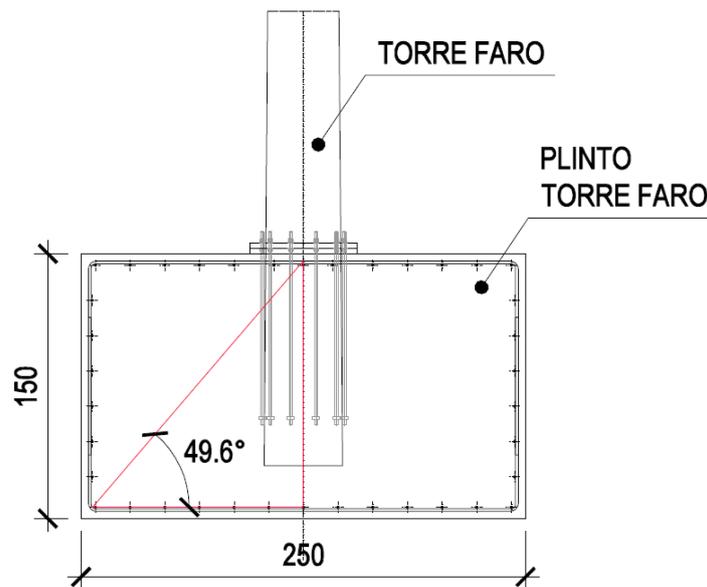
$$H_{Rd} = N_{Ed} \times \text{tg}(\varphi') / \gamma_{Rd} = 1.0 \times 249 \text{ kN} \times \text{tg}26^\circ / 1.1 = 110 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} 10.8 \text{ kN} \ll H_{Rd} = 110 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta

11.8 VERIFICA TIRANTE – PUNTONE (STR)

Si riportano di seguito le verifiche di tipo strutturale con lo schema tirante-puntone.



Si effettua la verifica in condizioni statiche (GSTR_SLU), in quanto dimensionanti:

$$N = 323.7 \text{ kN}$$

$$R_c = N / \text{sen}(49.6^\circ) = 425 \text{ kN}$$

$$R_s = R_c \times \text{cos}(49.6^\circ) = 275 \text{ kN}$$

$$A_{s,\text{min}} = R_s / f_{yd} = 703 \text{ mm}^2$$

Si sono assunti $\varnothing 12/200 \text{ mm}$ in entrambe le direzioni, quindi:

$$A_{s,\text{min}} = 703 \text{ mm}^2 < A_s = 12\varnothing 12 (1357 \text{ mm}^2)$$