



Tauw

COVER



3ba srl
Servizi di Progettazione
di Ingegneria Integrata a socio unico

CENTRO ENERGIA

**Progetto di ammodernamento con
miglioramento ambientale della Centrale
termoelettrica Centro Energia Ferrara**

CENTRO ENERGIA FERRARA S.r.l.

2003C00CT003 – Relazione Tecnica

Calcolo e verifica delle strutture

24 marzo 2020



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Riferimenti

Titolo Progetto di ammodernamento con miglioramento ambientale della Centrale termoelettrica Centro Energia Ferrara – 2003C00CT003

Cliente CENTRO ENERGIA FERRARA S.r.l.

EMISSIONE		3BA	Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture		
00	24/03/2020	Emissione per autorizzazioni	3BA	O. Retini	M. De Viti
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE



Numero di pagine 177

Data 24 Marzo 2020

Colophon

Tauw Italia S.r.l.
 Galleria Giovan Battista Gerace 14
 56124 Pisa
 T +39 05 05 42 78 0
 E info@tauw.com

Il presente documento è di proprietà del Cliente che ha la possibilità di utilizzarlo unicamente per gli scopi per i quali è stato elaborato, nel rispetto dei diritti legali e della proprietà intellettuale. Tauw Italia detiene il copyright del presente documento. La qualità ed il miglioramento continuo dei prodotti e dei processi sono considerati elementi prioritari da Tauw Italia, che opera mediante un sistema di gestione certificato secondo la norma **UNI EN ISO 9001:2015**.



Ai sensi del GDPR n.679/2016 la invitiamo a prendere visione dell'informativa sul Trattamento dei Dati Personali su www.tauw.it.



Indice

1	DESCRIZIONE GENERALE.....	6
1.1	UBICAZIONE DELL'OPERA.....	7
1.2	CONDIZIONI AMBIENTALI DI RIFERIMENTO.....	8
1.3	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO 12	
1.4	ANALISI DI APPROFONDIMENTO CON STUDIO DELLA RISPOSTA SIMICA LOCALE (RSL).....	13
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	15
3	MATERIALI UTILIZZATI	16
3.1	CALCESTRUZZO PER LE STRUTTURE DI FONDAZIONE	16
3.2	ACCIAIO PER LE STRUTTURE IN C.A.	16
3.3	ACCIAIO PER LE STRUTTURE METALLICHE IN ELEVAZIONE	16
4	CODICE DI CALCOLO	17
5	STRUTTURE OGGETTO DI CALCOLO E VERIFICA	18
5.1	FONDAZIONI TURBINE A GAS.....	18
5.1.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI.....	19
5.1.2	ANALISI DEI CARICHI.....	20
5.1.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	24
5.1.4	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.....	25
5.2	FONDAZIONE CAMINI.....	29
5.2.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI.....	31
5.2.2	ANALISI DEI CARICHI.....	32
5.2.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	35
5.2.4	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.....	36
5.3	FONDAZIONE SCR.....	42
5.3.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI.....	43
5.3.2	ANALISI DEI CARICHI.....	44
5.3.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	47
5.3.4	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.....	48
5.4	FONDAZIONE MODULI AUSILIARI TURBINE A GAS E IMPIANTI BORDO MACCHINE	54



5.4.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI.....	55
5.4.2	ANALISI DEI CARICHI.....	56
5.4.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	58
5.4.4	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.....	59
5.5	FONDAZIONE SME 1 E SME 2	64
5.5.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI.....	66
5.5.2	ANALISI DEI CARICHI.....	66
5.5.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	69
5.5.4	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.....	71
5.6	FONDAZIONI AEROTERMI PER RAFFREDDAMENTO OLIO TURBINA A GAS ...	75
5.6.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI.....	76
5.6.2	ANALISI DEI CARICHI.....	77
5.6.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	80
5.6.4	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.....	82
5.7	CARPENTERIA METALLICA E FONDAZIONE CONDOTTO SBARRE.....	86
5.7.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI.....	88
5.7.2	ANALISI DEI CARICHI.....	89
	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	92
5.7.3	STRUTTURE IN ELEVAZIONE IN CARPENTERIA METALLICA.....	94
5.7.5	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.....	98
5.8	CARPENTERIA METALLICA E FONDAZIONE PIPE RACK.....	102
5.8.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI.....	104
5.8.2	ANALISI DEI CARICHI.....	105
5.8.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	108
5.8.4	STRUTTURE IN ELEVAZIONE IN CARPENTERIA METALLICA.....	110
5.8.6	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.....	116
5.9	CARPENTERIA METALLICA E FONDAZIONE CABINATO COMPRESSORI ARIA E AUSILIARI E CABINATO MAGAZZINO.....	120
5.9.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI.....	122
5.9.2	ANALISI DEI CARICHI.....	123
5.9.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	126
5.9.4	STRUTTURE IN ELEVAZIONE IN CARPENTERIA METALLICA.....	130



5.9.6	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.....	135
5.10	FONDAZIONE COMPRESSORI GAS NATURALE	140
5.10.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI	141
5.10.2	ANALISI DEI CARICHI	142
5.10.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	144
5.10.4	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.	146
5.11	FONDAZIONE VASCA STOCCAGGIO UREA.....	151
5.11.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI	153
5.11.2	ANALISI DEI CARICHI	154
5.11.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	156
5.11.4	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.	158
5.12	FONDAZIONI GRUPPO ELETTROGENO	167
5.12.1	MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI	168
5.12.2	ANALISI DEI CARICHI	169
5.12.3	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO	171
5.12.4	STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.	173

ALLEGATI:

20003C00CT004-00 – TABULATO DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

1 DESCRIZIONE GENERALE

Oggetto del presente documento è la Relazione Strutturale di calcolo delle fondazioni e delle sovrastrutture in carpenteria metallica previste nell'ambito del Progetto di ammodernamento con miglioramento ambientale della Centrale termoelettrica della società Centro Energia Ferrara S.p.A. (CEF) di Ferrara.

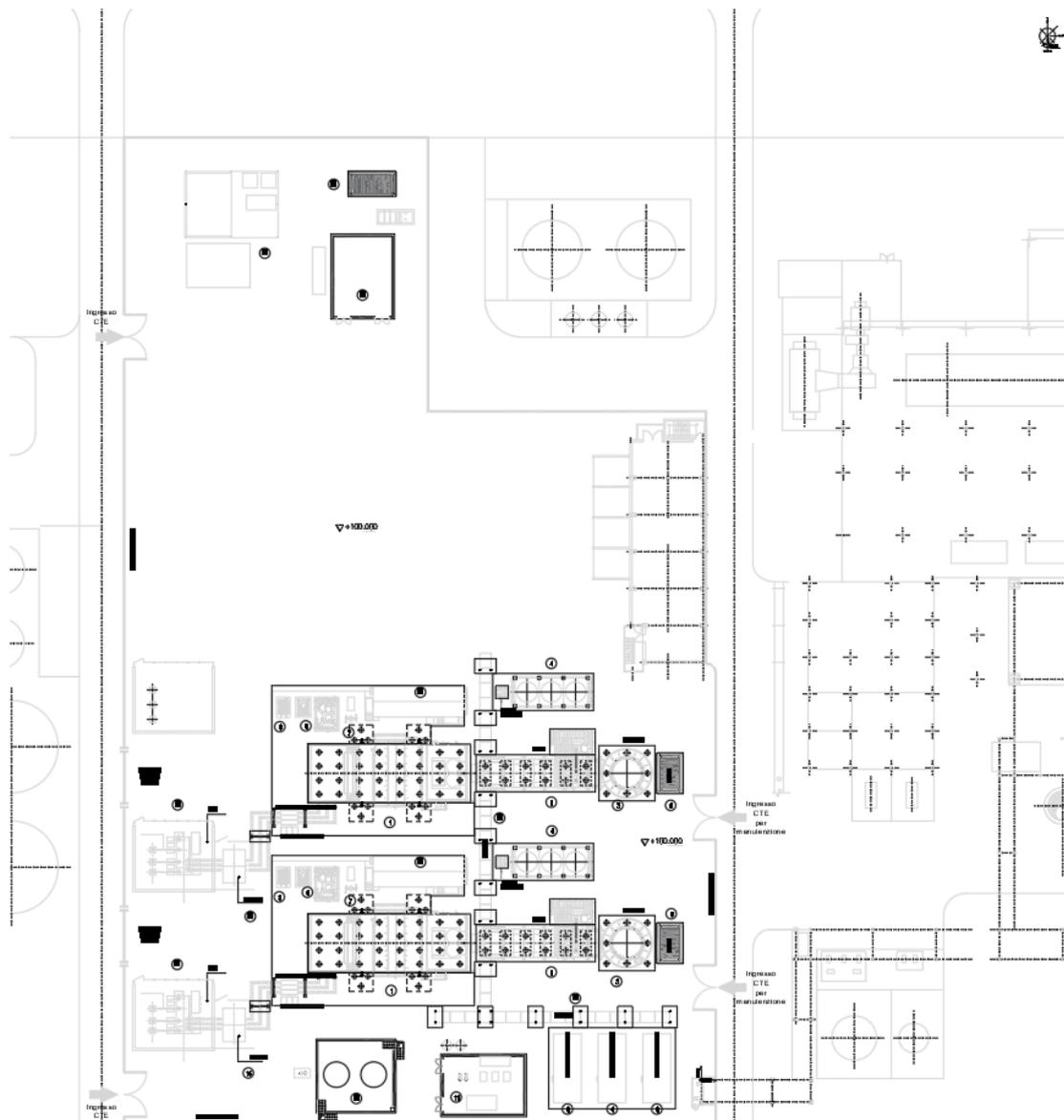


Figura 1 – Planimetria di progetto del sito

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

In particolare saranno oggetto di nuova realizzazione le seguenti strutture, le quali saranno trattate successivamente più dettagliatamente:

- 1) Fondazione turbine a gas
- 2) Fondazione camini
- 3) Fondazione SCR
- 4) Fondazione moduli ausiliari turbine a gas e impianti bordo macchina
- 5) Fondazione SME 1 e SME 2
- 6) Fondazioni aerotermi per raffreddamento olio turbina a gas
- 7) Carpenteria metallica e fondazione condotto a sbarre
- 8) Carpenteria metallica e fondazione pipe rack
- 9) Carpenteria metallica e fondazione cabinato compressori aria ed ausiliari
- 10) Fondazione compressori gas naturale
- 11) Fondazione vasca stoccaggio urea
- 12) Fondazioni gruppo elettrogeno

1.1 UBICAZIONE DELL'OPERA

La Centrale termoelettrica Centro Energia di Ferrara sorge all'interno del comprensorio Petrolchimico di Ferrara posto a Nord Ovest del centro cittadino, su un'area di circa 15.345 m². Si considerano le seguenti coordinate di riferimento: Latitudine 44° .859, Longitudine 11° .596.

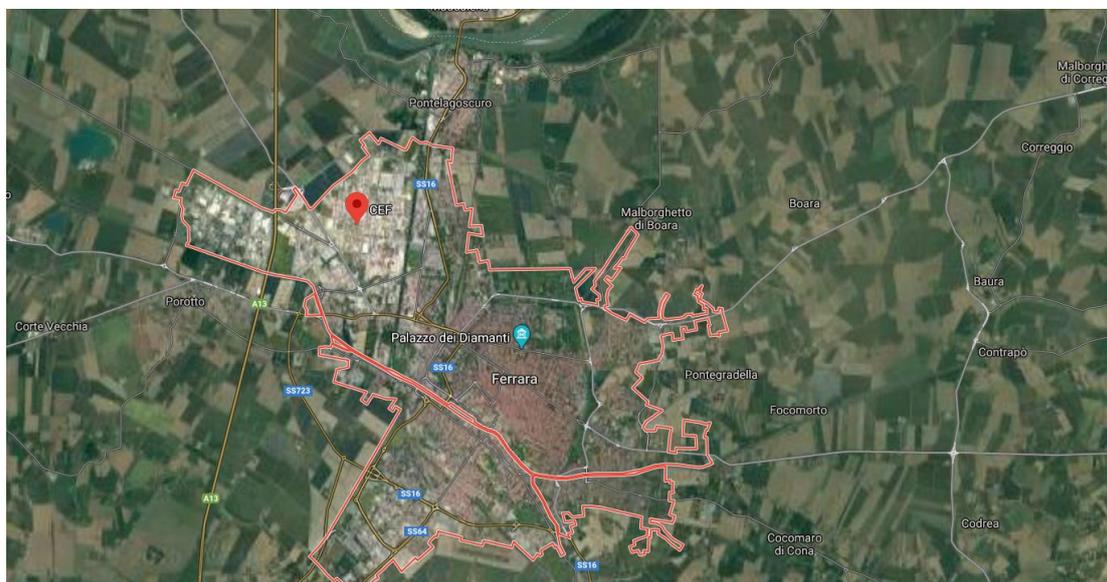


Figura 2 – Localizzazione sito CEF Ferrara



Figura 3 – Immagine satellitare del sito CEF Ferrara

1.2 CONDIZIONI AMBIENTALI DI RIFERIMENTO

Le condizioni ambientali di riferimento di seguito indicate saranno utilizzate come dati di base per la progettazione:

- localizzazione: Ferrara
- altitudine: +9.00 m s.l.m.
- temperatura ambiente minima di design: -10 °C
- temperatura ambiente massima di design: +30 °C
- umidità relativa minima: 25%
- umidità relativa massima: 100%
- tipologia ambiente: industriale

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

In virtù della posizione e delle caratteristiche del sito, ai fini della valutazione delle azioni di progetto, si precisa quanto segue:

- Per la valutazione dell'azione del vento, come riportato dal capitolo 3.3 del D.M. 17 gennaio 2018, si considerano i seguenti parametri: la regione Emilia Romagna ricade in Zona 2, il tempo di ritorno è di 50 anni, distanza dal mare >30 km, classe di rugosità C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc), categoria di esposizione III;
- Per la valutazione delle azioni della neve il riferimento è il capitolo 3.4 del D.M. 17 gennaio 2018: considerando Ferrara all'interno della zona II, coefficiente di esposizione pari ad 1;
- Ai sensi della delibera di Giunta Regionale 23 Luglio 2018 - n. 1164 -Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia Romagna, il comune di Ferrara ricade in zona sismica 3.

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Si riporta di seguito uno stralcio della tavola “QC11 – Sintesi delle penalizzazioni idrogeologiche e sismiche” del RUE di Ferrara che definisce che l'area di intervento non è rientra in aree con criticità idrauliche e idrogeologiche e che non sono presenti criticità sismiche locali:

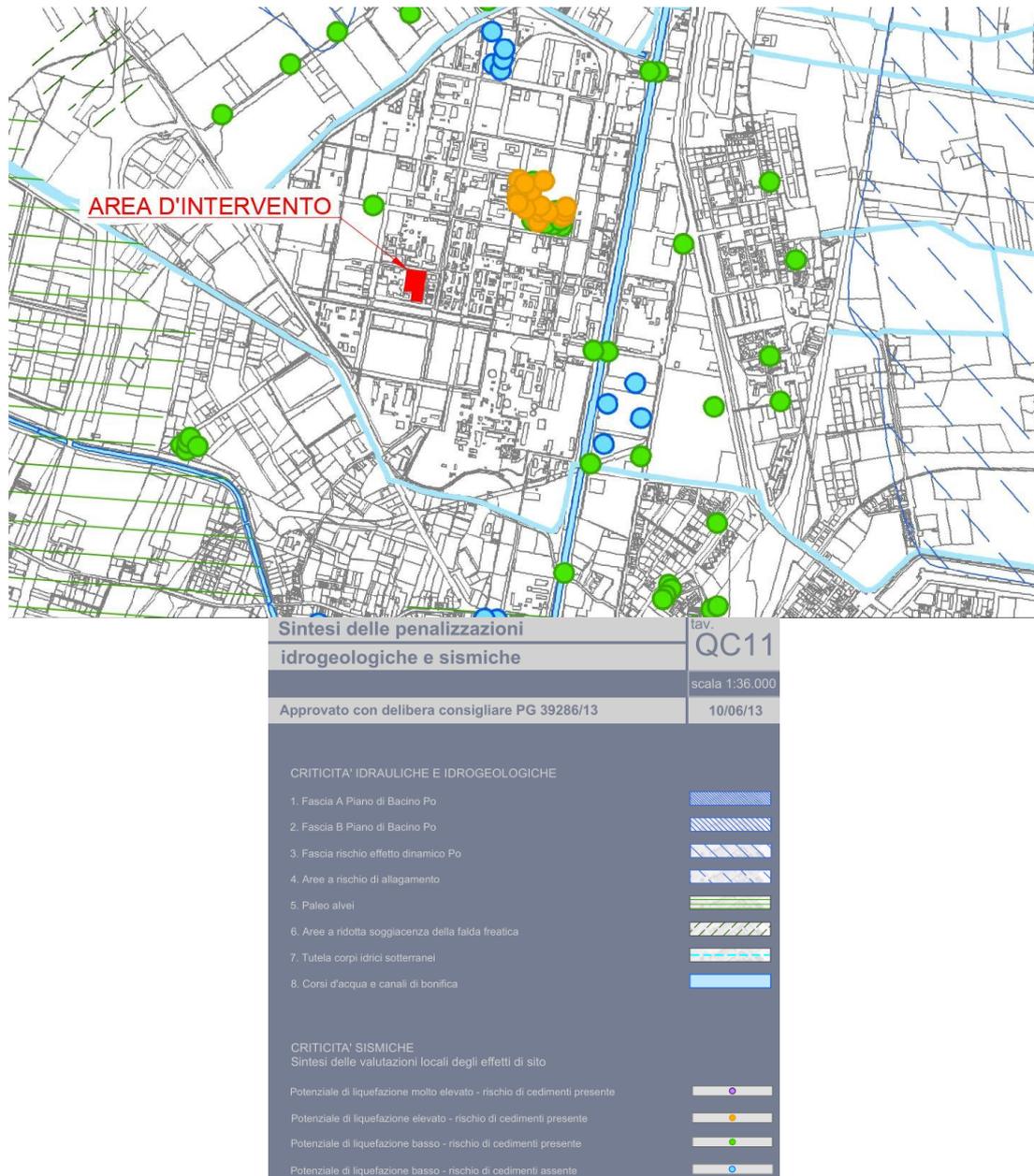
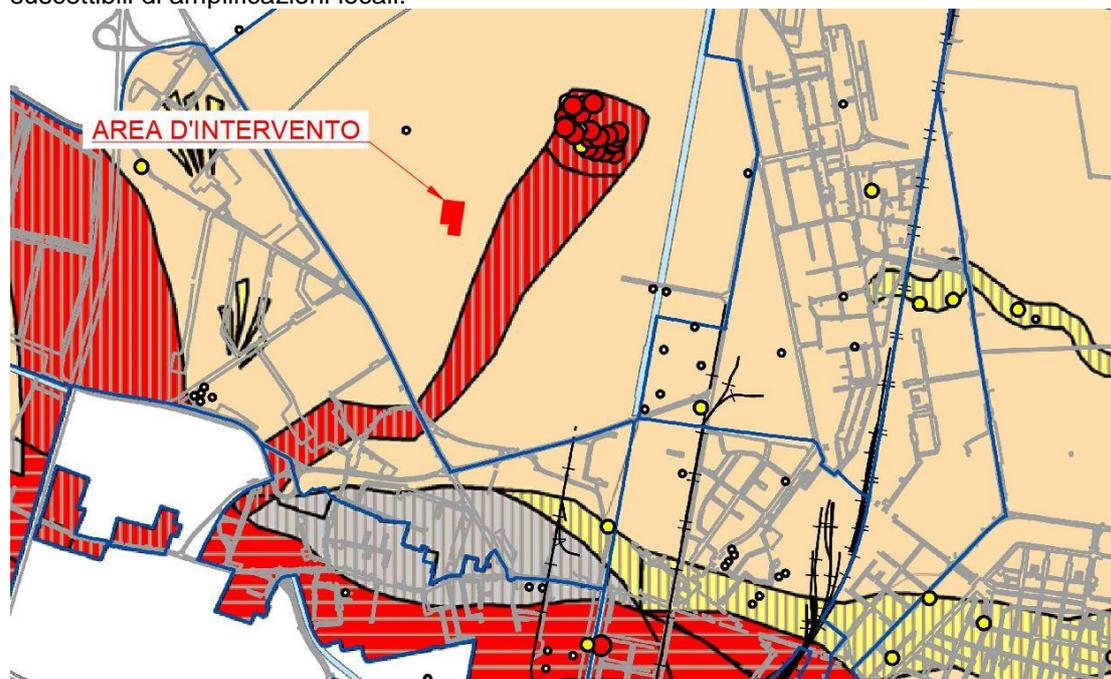


Figura 1 – Stralcio tavola QC11 del RUE Ferrara

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Si riporta di seguito uno stralcio della tavola “QC1.1.10.10 – Microzonazione sismica – Carta di microzonazione sismica Livello 3 della Regione Emilia Romagna – Comune di Ferrara” che definisce che l’area di intervento non è rientra in aree suscettibili di liquefazione o aree suscettibili di amplificazioni locali:



Legenda

Indice puntuale del potenziale di liquefazione IL da CPT

- Basso (IL < 2)
- Moderato (2 < IL < 5)
- Elevato (5 < IL < 15)
- Molto elevato (IL > 15)

Zone instabili suscettibili di liquefazione: Fa

Liquefazioni
 Fa P.G.A. = 1.5 - 1.6
 Fa Intensità Spettrale - 0.1 s < T0 < 0.5 s = 1.8
 Fa Intensità Spettrale - 0.5 s < T0 < 1.0 s = 2.3

Liquefazioni
 Fa P.G.A. = 1.5 - 1.6
 Fa Intensità Spettrale - 0.1 s < T0 < 0.5 s = 1.8
 Fa Intensità Spettrale - 0.5 s < T0 < 1.0 s = 2.5

Zone instabili suscettibili di liquefazione: IL

- Rischio di liquefazione basso (IL < 2)
- Rischio di liquefazione moderato (2 < IL < 5)
- Rischio di liquefazione elevato e localmente molto elevato (IL > 5)

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

Fa P.G.A. = 1.5 - 1.6
 Fa Intensità Spettrale - 0.1 s < T0 < 0.5 s = 1.8
 Fa Intensità Spettrale - 0.5 s < T0 < 1.0 s = 2.5

- Confine Comunale
- Perimetri territorio urbanizzato e urbanizzabile

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Si precisa che sono state realizzate approfondimenti geologici di dettaglio, costituiti da indagini SCPTU/CPT e dai sondaggi geognostici (unitamente alle analisi di laboratorio) per l'individuazione del bedrock sismico, determinare la probabilità di sviluppo di fenomeni di liquefazione locali e se la zona non è suscettibile di amplificazioni sismiche locali.

L'analisi svolta dal Geologo Mucchi ha confermato la liquefacibilità (coefficiente di sicurezza $IF < 1$) del livello sabbioso presente fra i 16 ed i 20 m dal p.c. e che per quanto riguarda gli spettri di risposta si dovrà fare riferimento allo studio di risposta sismica locale (RSL).

Si ritengono soggette a RSL, le seguenti strutture:

- 1) Fondazioni turbine
- 2) Fondazione SCR
- 3) Fondazione camini

1.3 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17.01.2018 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale: **50 anni** (Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari)
- Classe d'Uso: **IV $C_u=2,0$** (Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente.)
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: **$V_R = V_N * C_u = 50 * 2,0 = 100$ anni**
- Categoria del suolo: **C** in base a quanto indicato nella relazione geologica redatta il 02/03/2020 dal Geologo Dott. Antonio Mucchi e dall'Ing. Valentina Mucchi.
- Coefficiente Topografico: **T1 ST =1,0** (area pianeggiante)
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione: **Lat. 44°.859, Long. 11°.596**

1.4 ANALISI DI APPROFONDIMENTO CON STUDIO DELLA RISPOSTA SIMICA LOCALE (RSL)

L'analisi strumentale svolta dal Geologo Dott. Mucchi ai fini dell'analisi di approfondimento con studio della risposta simica locale (RSL), riporta lo spettro di risposta elastico e lo spettro normalizzato di risposta elastico.

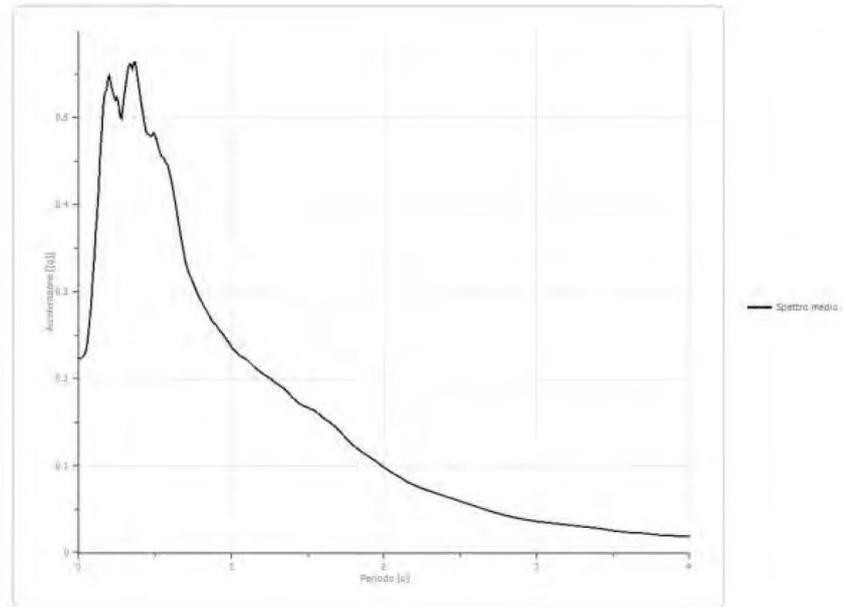


Figura 2 – Spettro di risposta elastico

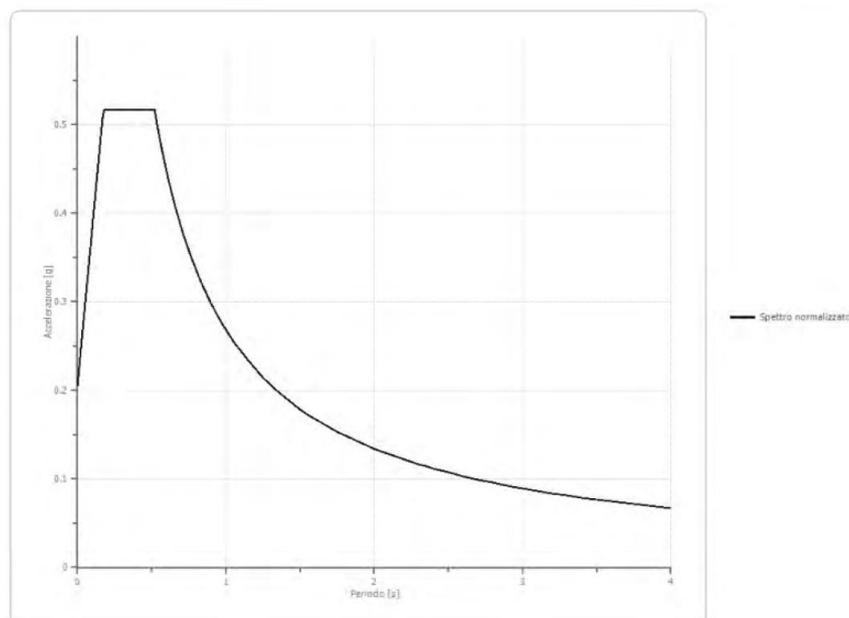


Figura 3 – Spettro normalizzato di risposta elastico

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Si riportano i valori ricavati dal Geologo Mucchi:

Periodo	Accelerazione								
[s]	[g]								
0.000	0.2062	0.250	0.5162	0.500	0.5162	0.920	0.2920	2.050	0.1310
0.010	0.2241	0.260	0.5162	0.510	0.5162	0.940	0.2857	2.100	0.1279
0.020	0.2419	0.270	0.5162	0.520	0.5162	0.960	0.2798	2.150	0.1249
0.030	0.2598	0.280	0.5162	0.530	0.5068	0.980	0.2741	2.200	0.1221
0.040	0.2777	0.290	0.5162	0.540	0.4974	1.000	0.2686	2.250	0.1194
0.050	0.2956	0.300	0.5162	0.550	0.4884	1.050	0.2558	2.300	0.1168
0.060	0.3134	0.310	0.5162	0.560	0.4796	1.100	0.2442	2.350	0.1143
0.070	0.3313	0.320	0.5162	0.570	0.4712	1.150	0.2336	2.400	0.1119
0.080	0.3492	0.330	0.5162	0.580	0.4631	1.200	0.2238	2.500	0.1074
0.090	0.3671	0.340	0.5162	0.600	0.4477	1.250	0.2149	2.600	0.1033
0.100	0.3849	0.350	0.5162	0.620	0.4332	1.300	0.2066	2.700	0.0995
0.110	0.4028	0.360	0.5162	0.640	0.4197	1.350	0.1990	2.800	0.0959
0.120	0.4207	0.370	0.5162	0.660	0.4070	1.400	0.1919	2.900	0.0926
0.130	0.4386	0.380	0.5162	0.680	0.3950	1.450	0.1852	3.000	0.0895
0.140	0.4564	0.390	0.5162	0.700	0.3837	1.500	0.1791	3.100	0.0866
0.150	0.4743	0.400	0.5162	0.720	0.3730	1.550	0.1733	3.200	0.0839
0.160	0.4922	0.410	0.5162	0.740	0.3630	1.600	0.1679	3.300	0.0814
0.170	0.5100	0.420	0.5162	0.760	0.3534	1.650	0.1628	3.400	0.0790
0.180	0.5162	0.430	0.5162	0.780	0.3444	1.700	0.1580	3.500	0.0767
0.190	0.5162	0.440	0.5162	0.800	0.3357	1.750	0.1535	3.600	0.0746
0.200	0.5162	0.450	0.5162	0.820	0.3276	1.800	0.1492	3.700	0.0726
0.210	0.5162	0.460	0.5162	0.840	0.3198	1.850	0.1452	3.800	0.0707
0.220	0.5162	0.470	0.5162	0.860	0.3123	1.900	0.1414	3.900	0.0689
0.230	0.5162	0.480	0.5162	0.880	0.3052	1.950	0.1377	4.000	0.0671
0.240	0.5162	0.490	0.5162	0.900	0.2984	2.000	0.1343		

Si evidenziano i seguenti dati:

PGA al bedrock (g) = 0.206

F0 = 2,504

TB(s) = 0.173

TC(s) = 0.52

TD(s) = 2.28

Se (0) = 0.206

Se (TB) = 0.516

I valori sopra riportati sono stati utilizzati per calcolare e verificare le strutture più importanti dell'impianto e cioè la fondazione delle turbine a gas, gruppi cambi e generatori, degli SCR e dei camini.

Per quanto riguarda le strutture minori è stato utilizzato il metodo semplificato ministeriale.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è redatto in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- UNI-EN 206-1 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1.
- Legge 05.11.1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- Norma UNI-EN 1992/1/1 Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- D.M. 17.01.2018: " Norme tecniche per le costruzioni ";
- Circolare 21.01.2019 del D.M. 17.01.2018 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Norma C.N.R. UNI 10024/86 "Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".



3 MATERIALI UTILIZZATI

3.1 CALCESTRUZZO PER LE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Per le strutture in oggetto è utilizzato un calcestruzzo di classe **C25/30** avente pertanto le seguenti caratteristiche:

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a compressione cubica)
 $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a compressione cilindrica)

Per le verifiche a SLU:

$\gamma_c = 1.5$ (#4.1.2.1.1.2 – NTC18)

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot (f_{ck} / \gamma_c) = 0.85 \cdot (25/1.5) = 14.16 \text{ N/mm}^2$ (resistenza a compressione di calcolo)

$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ (#11.2.10.2 – NTC18)

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 2.56 = 1.79 \text{ N/mm}^2$ (#11.2.10.2 – NTC18)

$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = 31500 \text{ N/mm}^2$ (#11.2.10.3 – NTC18)

dove $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$

Esposizione ambientale delle strutture in fondazione: **XC2 – ambiente non aggressivo**

Copriferro minimo delle armature: **C_{min} = 30 mm** (da Tabella C4.1.IV della Circ. Min. 02.02.09).

3.2 ACCIAIO PER LE STRUTTURE IN C.A.

Per l'acciaio di armatura è stato utilizzato un acciaio **B 450 C** avente le seguenti caratteristiche.

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di snervamento #11.3.2 – NTC18);

$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di rottura #11.3.2 – NTC18);

$\gamma_s = 1.15$ (coefficiente di sicurezza #4.1.2.1.1.3 – NTC18).

3.3 ACCIAIO PER LE STRUTTURE METALLICHE IN ELEVAZIONE

Per l'acciaio di carpenteria metallica è stato utilizzato un acciaio **S235JR** avente le seguenti caratteristiche.

$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di snervamento #11.3.4 – NTC18);

$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di rottura #11.3.4 – NTC18);

$\gamma_{M0} = 1.05$ (coefficiente di sicurezza #4.1.2.1.1.3 – NTC18).



4 CODICE DI CALCOLO

Norme C.N.R.-U.N.I 10024/86: informazioni sul codice di calcolo.

Codice DOLMENWIN, versione 19.0, prodotto, distribuito e assistito dalla Soc. CDM DOLMEN, con sede in Torino, via Drovetti 9/F.

Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica lineare utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica lineare e dello spettro di risposta in termini di accelerazione secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del DM. 17/01/2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite.

Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (HERCULES della Soc. SOCOTEC - Parigi). La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. È possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

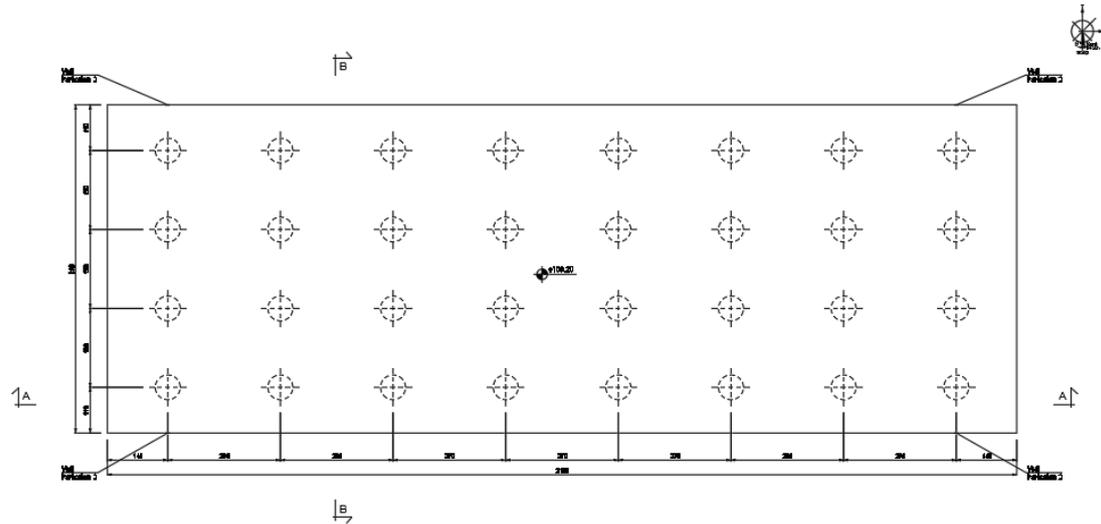


Figura 5 – Geometria della fondazione

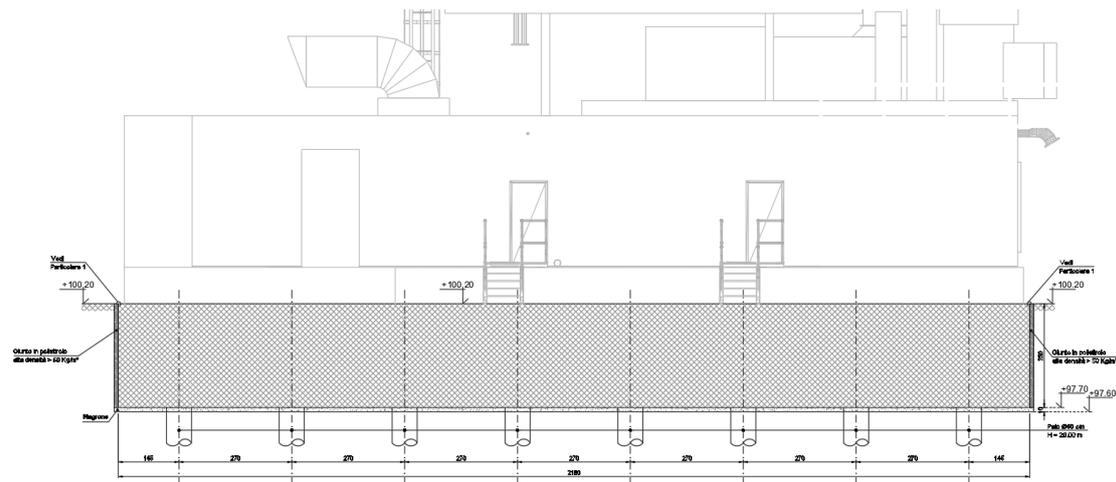


Figura 6 – Sezione A-A della fondazione

5.1.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica della fondazione in c.a. dei motori A e B è stato utilizzato un modello agli elementi finiti.

Ciascun basamento ha forma rettangolare e presenta dimensioni massime in pianta pari a 21.80x7.90 m. La platea di fondazione ha spessore pari a 250 cm. Al fine di ottenere le sollecitazioni alla base della turbina a gas, del gruppo cambio e del generatore posti sul basamento oggetto di verifica, sono state modellate delle aste fittizie infinitamente rigide che permettono di trasferire le sollecitazioni dal baricentro dei macchinari suddetti alla base della fondazione.

Il basamento poggia su pali di diametro 60 cm e lunghezza pari a 20 m.

Le platee di fondazione sono state modellate con elementi “guscio” su elementi “vincolo palo” che modellano i pali reali.

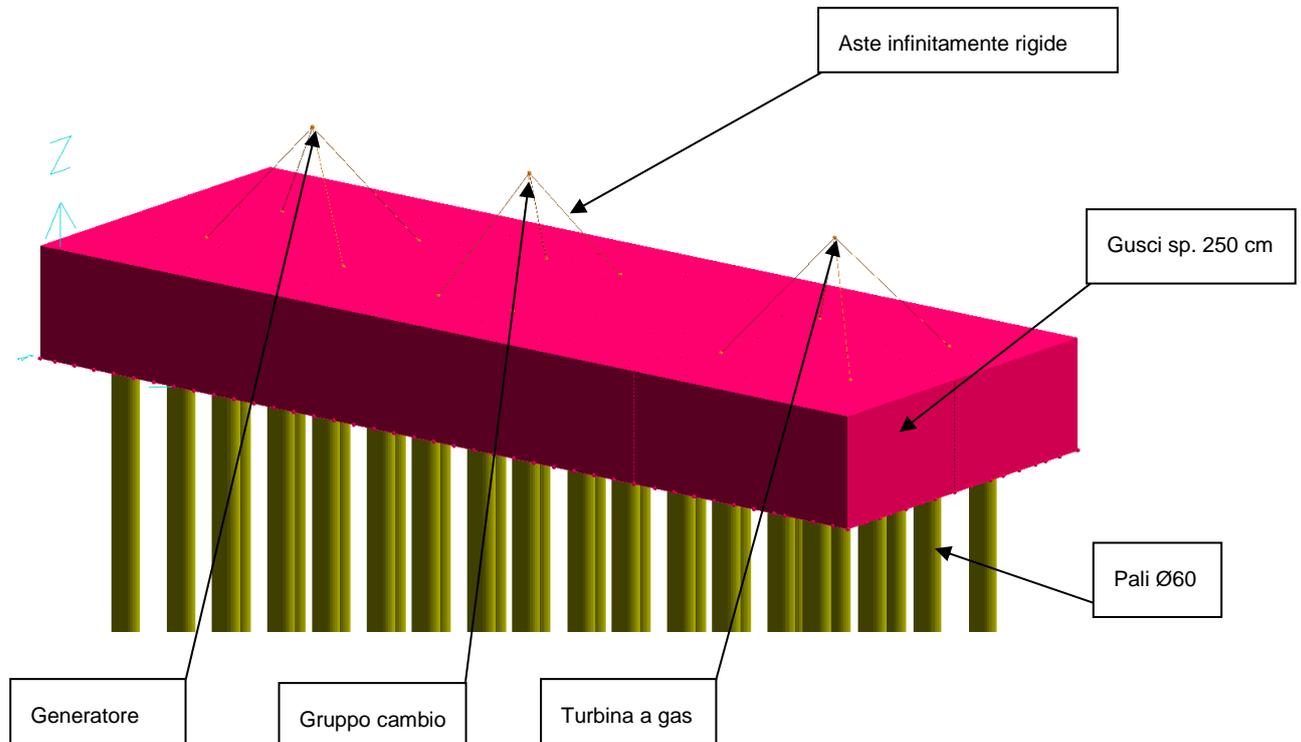


Figura 7 – Modello agli elementi finiti

5.1.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l’analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.1.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$.

5.1.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Carico dovuto al peso proprio della turbina a gas $P_{TG} = 167280 \text{ daN}$.
- Carico dovuto al peso proprio del gruppo cambio $P_{GC} = 55700 \text{ daN}$.
- Carico dovuto al peso proprio del generatore $P_G = 100080 \text{ daN}$.

Tali carichi sono stati applicati come forze agenti verticalmente nel baricentro di ciascun elemento mediante l’utilizzo di aste fittizie infinitamente rigide.

5.1.2.3 Carichi operativi

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi operativi indotti dai macchinari:

- Carico operativo dovuto alla turbina a gas $M_{TG} = 312700 \text{ daNm}$.



- Carico operativo dovuto al gruppo cambio $M_{GC} = 29670 \text{ daNm.}$
- Carico operativo dovuto al generatore $M_G = 84480 \text{ daNm.}$

Tali carichi sono stati applicati come coppie agenti attorno all'asse longitudinale passante per i baricentri dei macchinari mediante l'utilizzo di aste fittizie infinitamente rigide.

5.1.2.4 Carichi di corto circuito

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi di corto circuito indotti dai macchinari:

- Carico di corto circuito della turbina a gas $CC_{TG} = 363530 \text{ daNm.}$
- Carico di corto circuito del gruppo cambio $CC_{GC} = 141910 \text{ daNm.}$
- Carico di corto circuito del generatore $CC_G = 363630 \text{ daNm.}$

Tali carichi sono stati applicati come coppie agenti attorno all'asse longitudinale passante per i baricentri dei macchinari mediante l'utilizzo di aste fittizie infinitamente rigide.

5.1.2.5 Neve

Il carico della neve, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s carico della neve al suolo;
- μ_i coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni
- C_E coefficiente di esposizione
- C_t coefficiente termico

Il comune di Ferrara (FE) rientra, secondo la macrozonazione definita dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., nella ZONA II alla quale per una quota di $a_s = 9.00 \text{ m s.l.m.}$, inferiore a 200 m s.l.m. corrisponde un valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo pari a:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione viene assunto pari a $C_E = 1.0$ in quanto si può assumere una classe di topografia normale, dove non è presente una significativa rimozione della neve sulla struttura da parte del vento.

Il coefficiente termico viene assunto pari a $C_t = 1.0$

Il coefficiente di forma può essere assunto pari a $\mu_i = 0.8$, valore valido per coperture con inclinazione della falda minore di 30° .

Il carico neve sulla struttura:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.80 \text{ kN/m}^2 = 80.00 \text{ daN/m}^2$$

Tale carico, di poca rilevanza rispetto alle azioni dovute ai macchinari, non viene preso in conto.

5.1.2.6 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

qr	pressione cinetica di riferimento
ce	coefficiente di esposizione
cp	coefficiente di pressione
cd	coefficiente dinamico

Pressione cinetica di riferimento

La struttura in oggetto è situata nella regione Emilia Romagna, appartenente alla Zona 2 secondo il D.M. del 17/01/2018 s.m.i., cui corrispondono:

$$V_{b,0} = 25.00 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 750 \text{ m}$$

La velocità base di riferimento al livello del mare V_b , definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 m dal suolo, su un terreno pianeggiante ed omogeneo di categoria di esposizione II e riferita ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni, vale:

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a = 25.00 \text{ m/s}$$

Essendo $c_a = 1$ per $a_s = 9.00 \text{ m s.l.m.} < a_0 = 750 \text{ m}$ (coefficiente di altitudine)

Pertanto si ricava la velocità di riferimento del vento:

$$V_r = V_b \cdot c_r = 25.00 \text{ m/s}$$

Essendo $c_r = 1$ per $T_R = 50$ anni (coefficiente di ritorno)

Cui corrisponde una pressione cinetica di riferimento q_r :

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25.00^2 = 390.625 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10 \text{ m}$, $z_{\min} = 5.00 \text{ m}$.

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{\min} = 5.00 \text{ m}$, quota superiore alla quota massima raggiunta dai cabinati dei macchinari:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$$

$$c_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

Coefficiente di pressione esterna

Il cabinato dei macchinari ha pianta rettangolare con pareti verticali e con una copertura piana e pertanto si assumono i seguenti valori massimi (a favore di sicurezza):

$$c_{pe} = \pm 0.8$$

Coefficiente di pressione interna

Il cabinato presenta aperture di modesta entità, pertanto il coefficiente di pressione interna è pari a $c_{pi} = +0.2$ o $c_{pi} = -0.3$, assumendo il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico si può assumere pari a $c_d = 1.0$.

Pressioni del vento

La pressione del vento assume i seguenti valori massimi:

- Vento in pressione:



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.1.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Schede condizioni x

Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced		
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	585	Peso proprio	Altro ...		
<input type="radio"/> 002)	Permanente_impianti	1	3	Permanente	Altro ...		
<input type="radio"/> 003)	Carichi_operativi	1	3	E2:Ambienti Industriali	Altro ...		
<input type="radio"/> 004)	Carichi_corto_circu	1	3	E2:Ambienti Industriali	Altro ...		
<input type="radio"/> 005)	Sisma_X	1	3	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 006)	Sisma_Y	1	3	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 007)	Torcente_add_X	1	0	Torcente addiz X SLU	Altro ...		
<input type="radio"/> 008)	Torcente_add_Y	1	3	Torcente addiz Y SLU	Altro ...		

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	±		
				7	1.000	±		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
				3	0.800	+		
5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
				3	0.800	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	0.558
				2	1.000	+	3	0.167
				3	0.800	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	0.558
				2	1.000	+	2	0.167
				3	0.800	+		
8	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	2	1.100
				2	1.000	+	3	0.330
				3	0.800	+		
9	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	3	1.100
				2	1.000	+	2	0.330
				3	0.800	+		
10	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
11	SLUEqu	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
12	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

				3	1.000	+	
				4	1.000	+	
13	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+	
				2	1.000	+	
				3	0.900	+	
				4	0.900	+	
14	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+	
				2	1.000	+	
				3	0.800	+	
				4	0.800	+	

5.1.4 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire vengono riportate le immagini della nomenclatura degli elementi bidimensionali a "guscio".

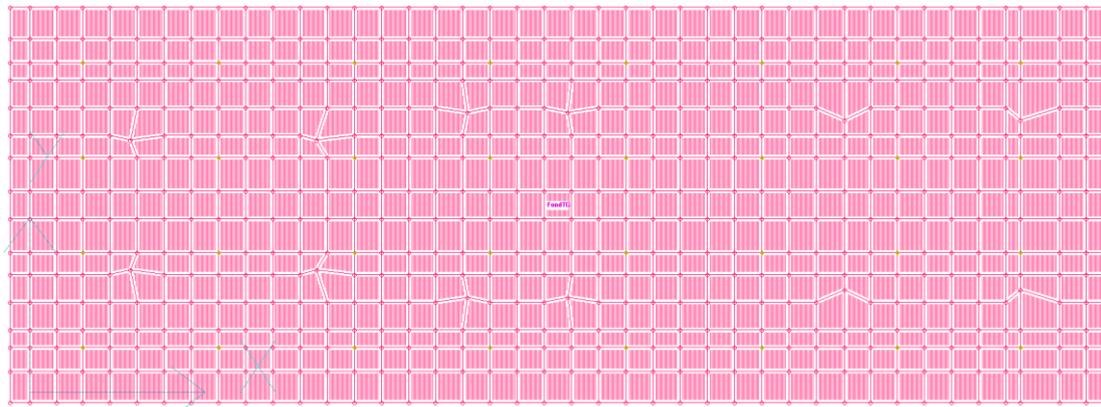


Figura 8 – Nomenclatura macrogusci

5.1.4.1 Platea di fondazione – Verifica a SLU

La platea di fondazione è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati "gusci" valutando l'interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell'armatura nelle platee di fondazione:

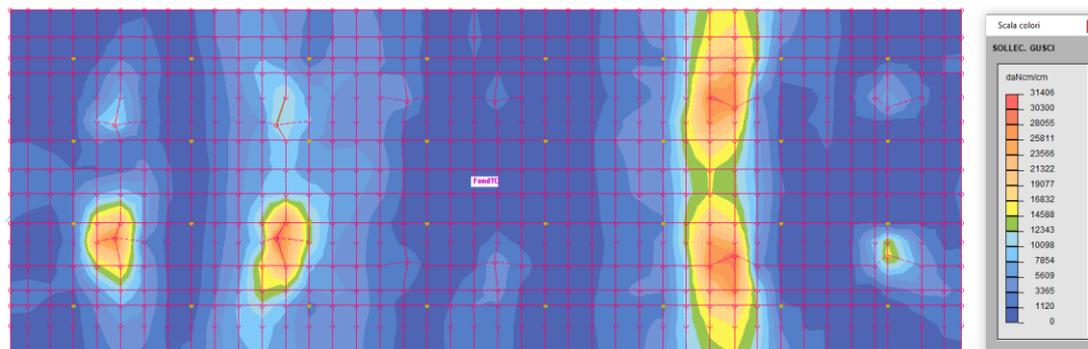


Figura 9 – Sforzi di Wood Mx inferiori – PLATEA

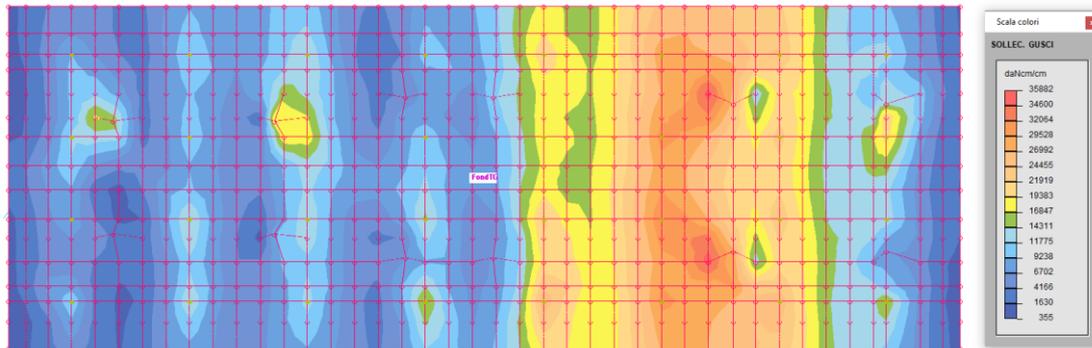


Figura 10 – Sforzi di Wood Mx superiori – PLATEA

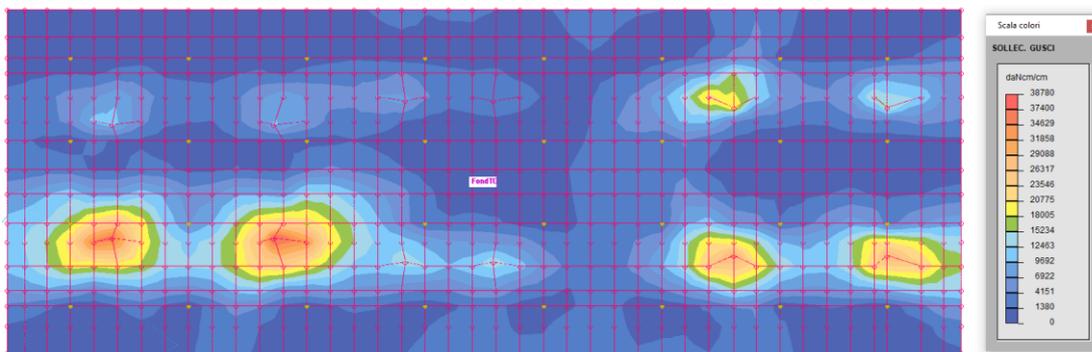


Figura 11 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

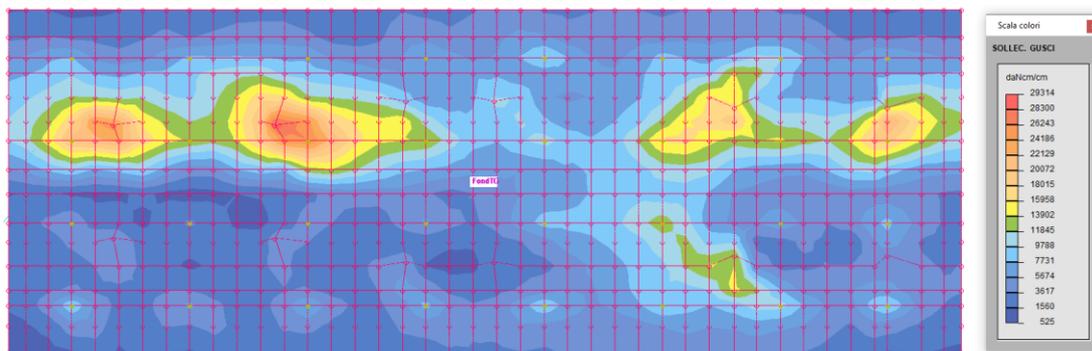
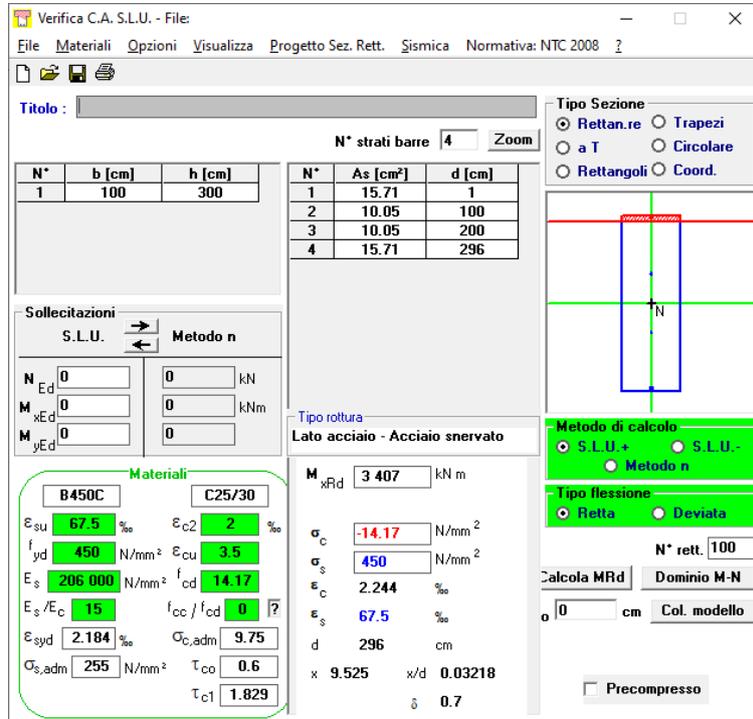


Figura 12 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA

La platea di fondazione della turbina a gas si ipotizza armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura inferiore e superiore pari ad 1Ø20/200 mm e due livelli di armatura intermedia costituita da 1Ø16/200 mm; pertanto si verifica, considerando una sezione di altezza 300 cm e larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 38780$ daNm:



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

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

TITOLO :

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	300

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	1
2	10.05	100
3	10.05	200
4	15.71	296

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 206 000 N/mm² f_{cd} 14.17

ε_s/ε_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0

ε_{syd} 2.184 ‰ σ_{c,adm} 9.75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 3 407 kNm

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 450 N/mm²

ε_c 2.244 ‰

ε_s 67.5 ‰

d 296 cm

x 9.525 w/d 0.03218

δ 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. -

Metodo n

Tipo flessione

Fletta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

o 0 cm Col. modello

Precompresso

Risulta $M_{Rd} = 340700 \text{ daNm} > M_{Ed} = 38780 \text{ daNm}$

VERIFICATO

In tali condizioni le verifiche per la sezione in c.a. sono superflue e l'armatura ha l'unico scopo di contrastare i fenomeni di ritiro.

Infatti la massività della fondazione, dovuta alla geometria della macchina sovrastante ed al fatto di prevedere una massa della fondazione pari a circa 3 volte la massa della macchina, al fine di evitare fenomeni di risonanza (come da specifica del produttore), porta alle considerazioni di cui sopra.

5.1.4.2 Pali di fondazione

La fondazione è posta su n°32 pali rotointfissi Ø600 mm e lunghezza 20 m con punta rotocompattante a perdere e tubo camicia tale da non permettere la risalita di acqua di falda (tipo DP Fundex Pile).

Si riporta di seguito quanto riportato nella Relazione Geologica del Geol. Mucchi:

RIEPILOGO CALCOLI DI PORTATA PALI Ø600 A -20

prova CPT n°	portata limite laterale [t]	portata limite punta [t]	portata d'esercizio [t]
1	166,83	89,11	90,33
2	160,27	89,11	87,71
3	151,65	105,52	90,83
4	124,92	125,34	88,06
5	124,73	105,52	80,06
6	137,37	89,11	78,55
7	135,3	105,52	84,29
8	141,64	105,52	86,83
9	135,6	105,52	84,41

Per la determinazione della portata del palo si considera solo la portata limite laterale del palo e solo il 30% della portata alla punta in quanto la stessa si attiva allo svilupparsi di un cedimento importante del palo e pertanto:

$$Q_{lim,laterale\ media} = 142.03\ t$$

$$Q_{lim,base\ media} = 102.25\ t$$

La resistenza di progetto del palo (portata di esercizio), considerando il coefficiente parziale di sicurezza (R3), previsto nella tabella 6.4. Il del DM 17/01/2018 e pari a $\gamma = 1.15$, vale:

$$Q_e = (142.03 + 30\% \cdot 102.25) / 1.15 = 150.18\ t \approx 158180\ daN.$$

Dall'immagine seguente si evince che la massima azione agente sul palo è pari a 101380 daN < 158180 daN. **VERIFICATO**

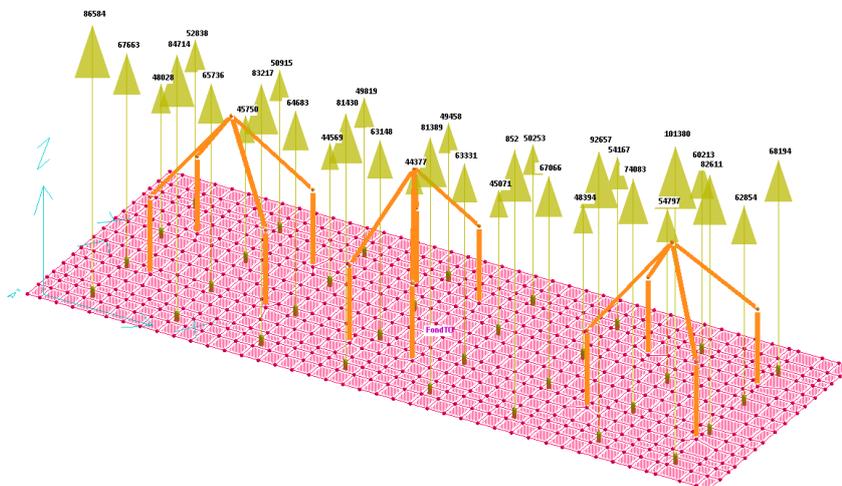


Figura 13 – Forza di reazione dei pali di fondazione

5.1.4.3 Strutture di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.2 FONDAZIONE CAMINI

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica del basamento e dei pali di fondazione a sostegno dei camini a servizio dell'impianto. Poiché i due basamenti presentano le medesime dimensioni e caratteristiche, di seguito verrà analizzato un solo modello valido per entrambi i basamenti.

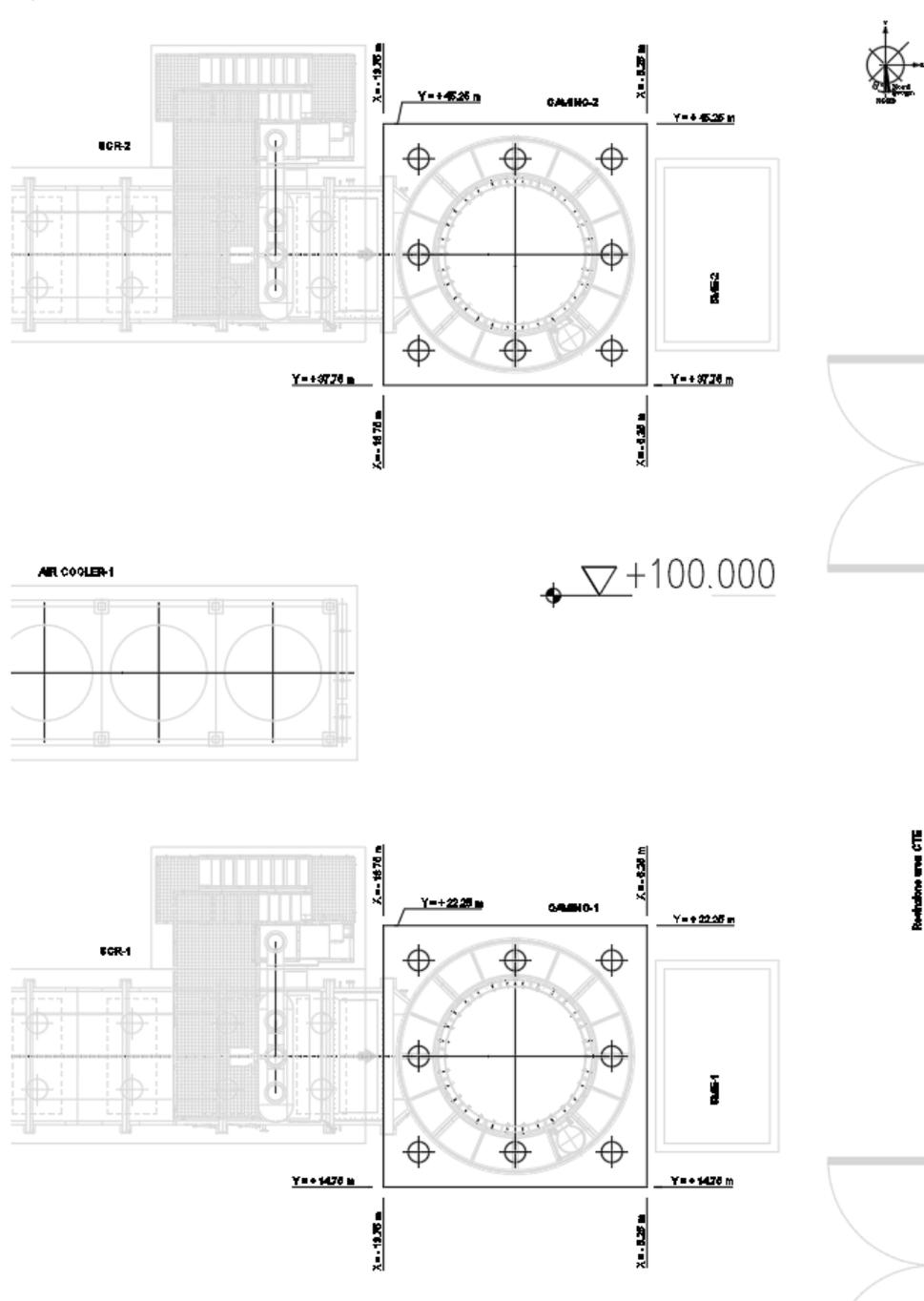


Figura 14 – Ubicazione delle fondazioni dei camini

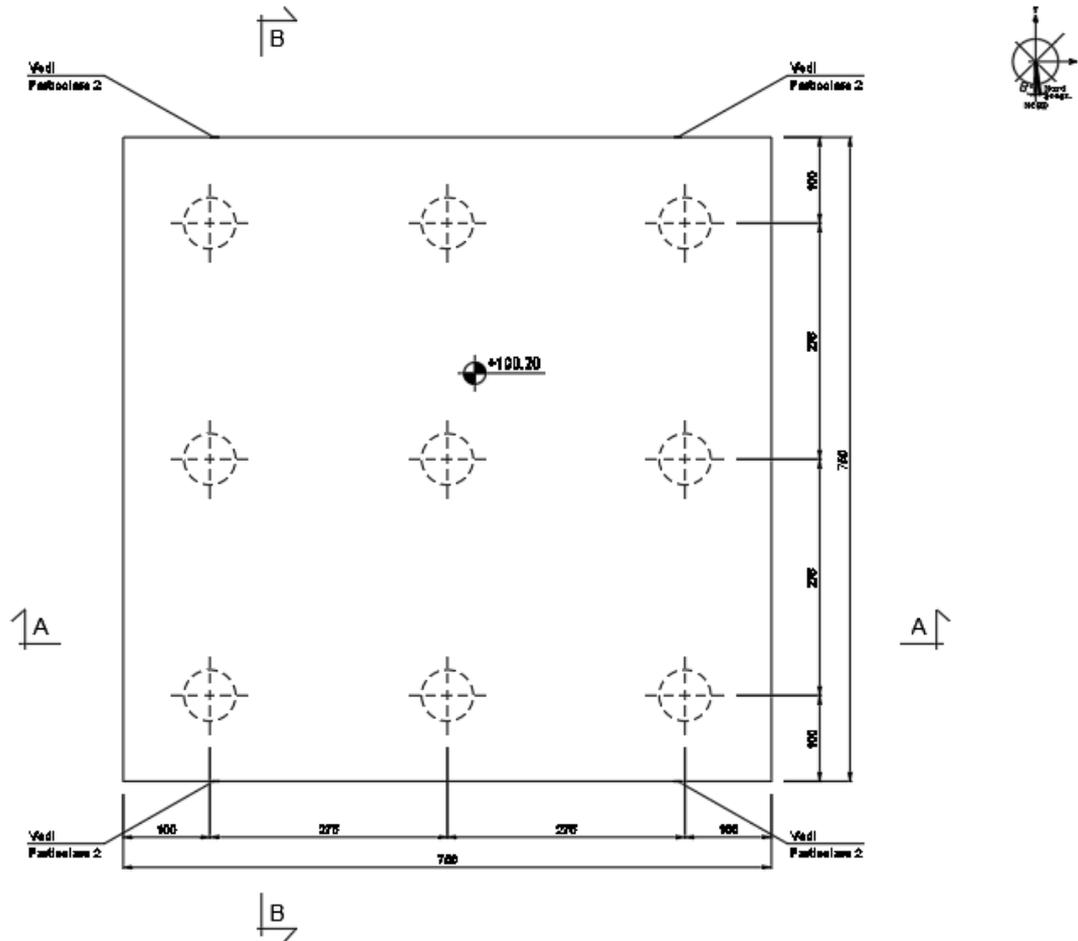


Figura 15 – Geometria della fondazione

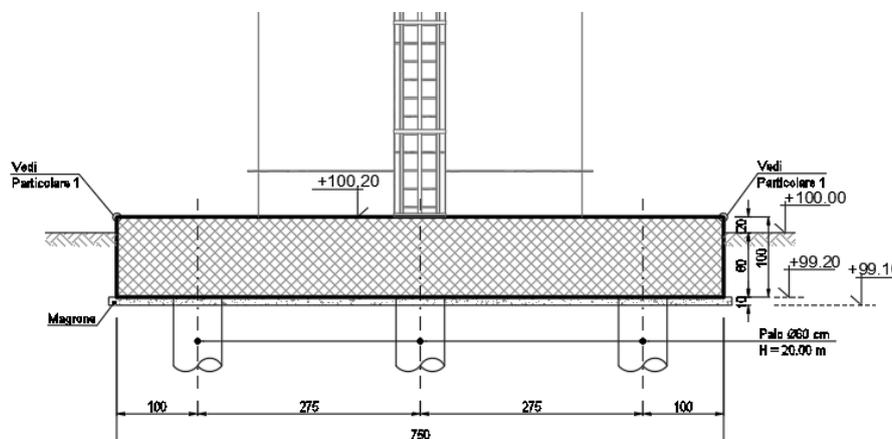


Figura 16 – Sezione A-A e B-B della fondazione

5.2.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica della fondazione in c.a. dei camini si utilizza un modello agli elementi finiti.

Il basamento è a pianta quadrata di dimensioni massime pari a 7.50x7.50 m. La platea di fondazione ha spessore pari a 100 cm. Al fine di ottenere le sollecitazioni alla base della struttura metallica, nel modello di calcolo, sono state modellate le aste metalliche costituenti la struttura di sostegno dei camini le quali non sono oggetto di verifica nella presente relazione. La fondazione poggia su pali di diametro 60 cm e lunghezza 20 m.

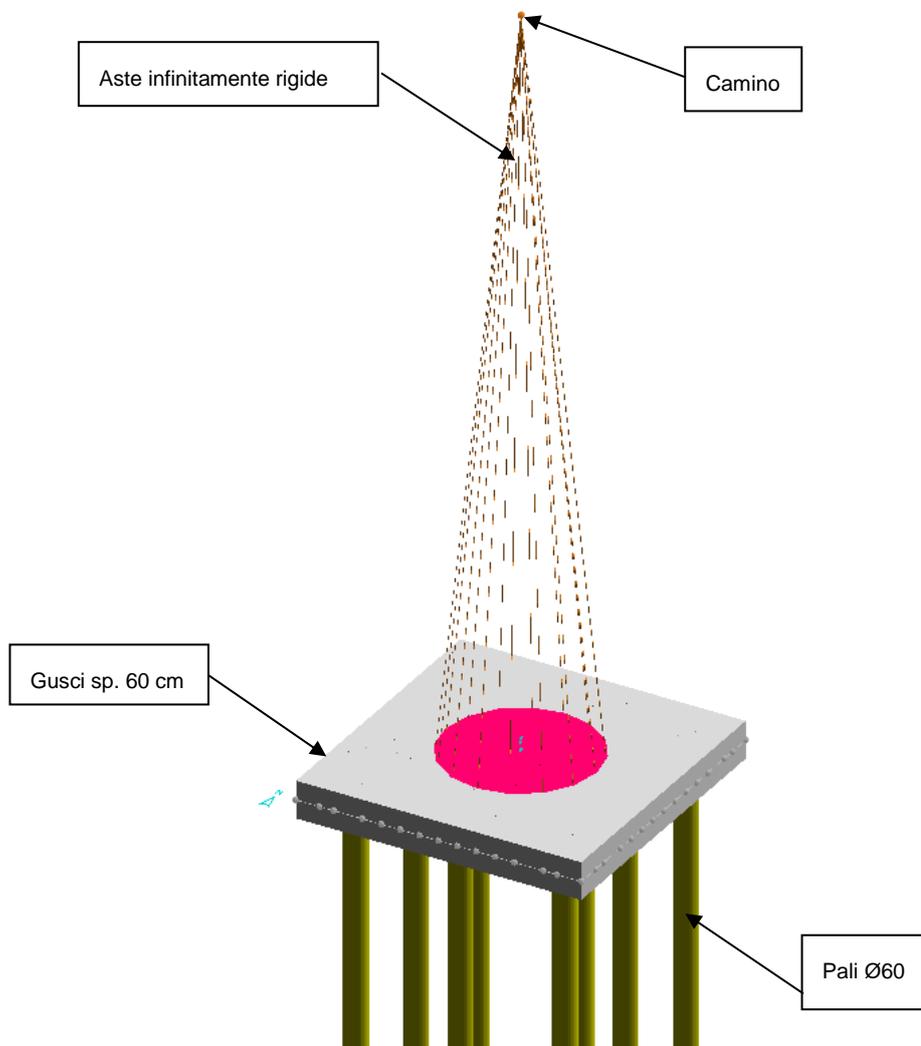


Figura 17 – Modello agli elementi finiti

5.2.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.2.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$ e dell'acciaio pari a $\gamma_S = 7850 \text{ daN/m}^3$.

5.2.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulla struttura in carpenteria metallica si considerano i seguenti carichi:

- Peso del camino: $P = 96440 \text{ daN}$.

5.2.2.3 Neve

Non si considera il carico neve poiché di entità irrisoria rispetto ai carichi verticali agenti sulla struttura.

5.2.2.4 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superficie del camino, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_r	pressione cinetica di riferimento
c_e	coefficiente di esposizione
c_p	coefficiente di pressione
c_d	coefficiente dinamico

Pressione cinetica di riferimento

La struttura in oggetto è situata nella regione Emilia Romagna, appartenente alla Zona 2 secondo il D.M. del 17/01/2018 s.m.i., cui corrispondono:

$$V_{b,0} = 25.00 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 750 \text{ m}$$

La velocità base di riferimento al livello del mare V_b , definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 m dal suolo, su un terreno pianeggiante ed omogeneo di categoria di esposizione II e riferita ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni, vale:

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a = 25.00 \text{ m/s}$$

Essendo $c_a = 1$ per $a_s = 9.00 \text{ m s.l.m.} < a_0 = 750 \text{ m}$ (coefficiente di altitudine)

Pertanto si ricava la velocità di riferimento del vento:

$$V_r = V_b \cdot c_r = 25.00 \text{ m/s}$$

Essendo $c_r = 1$ per $T_R = 50$ anni (coefficiente di ritorno)

Cui corrisponde una pressione cinetica di riferimento q_r :

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25.00^2 = 390.625 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli



diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10$ m, $z_{min} = 5.00$ m.

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{min} = 5.00$ m e per $z = 40.00$ m:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$$

$$c_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

$$c_e(40.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(40.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(40.00/0.10)] = 3.11$$

Coefficiente di pressione

Il camino risulta una struttura snella ($h/b = 40/4 = 10$) e per la determinazione del coefficiente di pressione si fa riferimento alla CNR-DT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni", Paragrafo G.10, Norma di comprovata validità, come indicato dal DM 17/01/2018.

Coefficiente di profilo medio del vento: $c_m(z) = c_m(40) = 1.2$

Velocità media del vento: $v_m(z) = v_m(40) = 30$ m/s

Numero di Reynold: $R_e = 4.00 \times 30 / (15 \times 10^{-6}) = 8000000$

Scabrezza della superficie: $k = 0.2$ (a favore di sicurezza)

Coefficiente di forza: $c_{fx0} = 0.76$ (curva B)

Coefficiente di snellezza: $\Psi_\lambda = 0.7$ per $\lambda = h/b = 40/4 = 10$

Pertanto il coefficiente di pressione esterna è pari a:

$$c_{fx} = 0.76 \times 0.7 = 0.53$$

Coefficiente di pressione interna

Coefficiente di pressione interna è pari a $c_{pi} = -0.4$ (depressione)

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico si può assumere pari a $c_d = 1.0$.

Pressioni del vento

La pressione del vento assume i seguenti valori massimi:

$$p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.53 + 0.4) \cdot 1.0 = 621.21 \text{ N/m}^2 = 62.12 \text{ daN/m}^2$$

$$p(5.00 \div 40.00) = 390.625 \cdot 3.11 \cdot (0.53 + 0.4) \cdot 1.0 = 1129.80 \text{ N/m}^2 = 112.00 \text{ daN/m}^2$$

Le pressioni del vento agenti sulla superficie del camino si riportano nel baricentro dello stesso attraverso la forza:

$$F = 62.12 \times (5.00 \times 4.00) + 112.00 \times (35.00 \times 4.00) = 16922.40 \text{ daN}$$

Tale forza si considera agente in direzione ortogonale (in direzione X e Y gli effetti sono gli i medesimi) ed in direzione diagonale ($F_d = 16922.40 / \sqrt{2} = 11966$ daN).

5.2.2.5 Azioni sismiche

Si precisa che tale struttura è stata oggetto di approfondimento di terzo livello come indicato ai paragrafi 1.3 e 1.4 di questa relazione.

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

ANALISI DINAMICA lavoro : \CAMINI

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
 Assi di vibrazione: X Y
 Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località FERRARA (long. 11.596 lat. 44.859000)

Categoria del suolo di fondazione = D

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.745$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.745$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 2.0

Periodo di riferimento VR = 100.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 949

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 1.704 [g/10]

Fo 2.561

TC* 0.280

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.558

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	140625.0
2.	1.000	96440.0

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.175810	0.668	42.749	0.000	1.000	0.002	0.002					
2	0.175810	0.180	43.237	0.000	0.002	0.002						
3	0.031195	47.924	8.655	0.000	1.000							
4	0.031195	39.255	17.324	0.000								
MASSA TOTALE		88.027	111.966	0.000								



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.2.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Schede condizioni					
Nuova scheda		Modifica scheda	Duplica scheda	Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso proprio	1	244	Peso proprio	Altro ...
<input type="radio"/> 002)	PNS_Peso_camino	1	1	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 003)	Neve	1	244	Neve (<1000m slm)	Altro ...
<input type="radio"/> 004)	Vento_ortogonale	1	1	Vento X	Altro ...
<input type="radio"/> 005)	Vento_diagonale	1	2	Vento X	Altro ...
<input type="radio"/> 006)	Sisma_X	1	1	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 007)	Sisma_Y	1	1	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 008)	Torcente_add_X	1	0	Torcente addiz X SLU	Altro ...
<input type="radio"/> 009)	Torcente_add_Y	1	0	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+	2	1.000
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	±	7	1.000
				7	1.000	±		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	±	8	1.000
				8	1.000	±		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	0.558
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	0.558
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
8	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	2	1.100
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
9	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	3	1.100
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
10	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
11	SLUEqu	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

12	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
13	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.900	+		
				4	0.900	+		
14	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				4	0.800	+		

5.2.4 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire viene riportata l'immagine della nomenclatura degli elementi bidimensionali a "guscio".

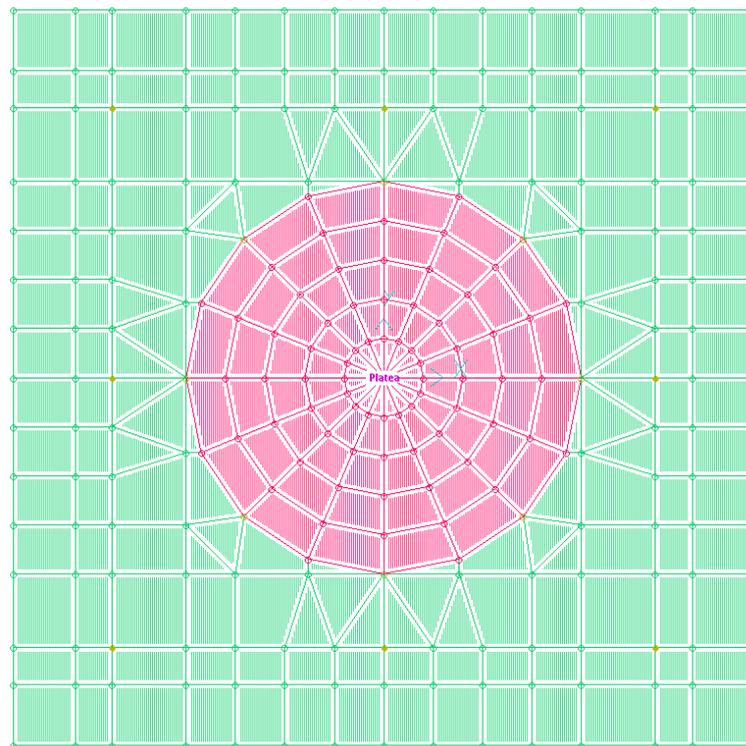


Figura 18 – Nomenclatura macrogusci

5.2.4.1 Platea di fondazione – Verifica a SLU

La platea di fondazione è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati "gusci" valutando l'interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell'armatura nelle platee di fondazione:

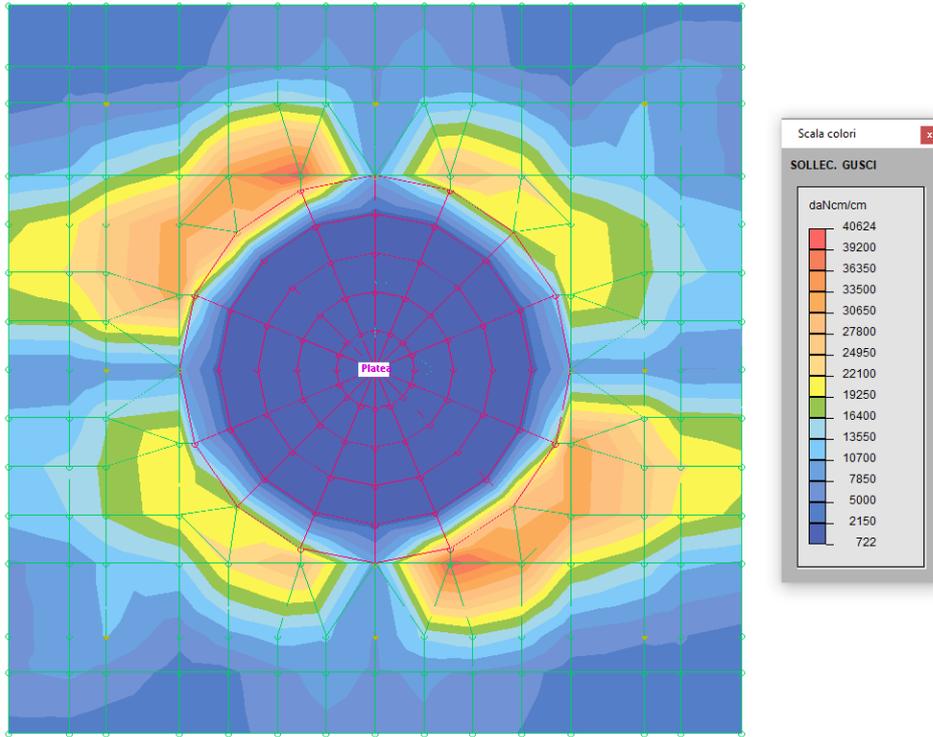


Figura 19 – Sforzi di Wood Mx inferiori – PLATEA

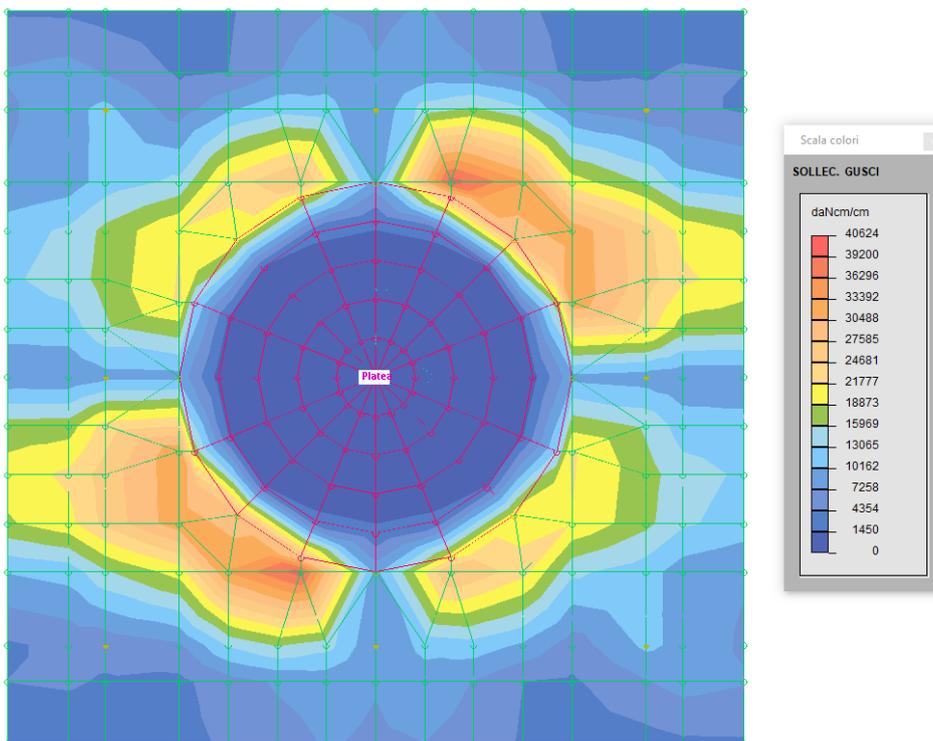


Figura 20 – Sforzi di Wood Mx superiori – PLATEA

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

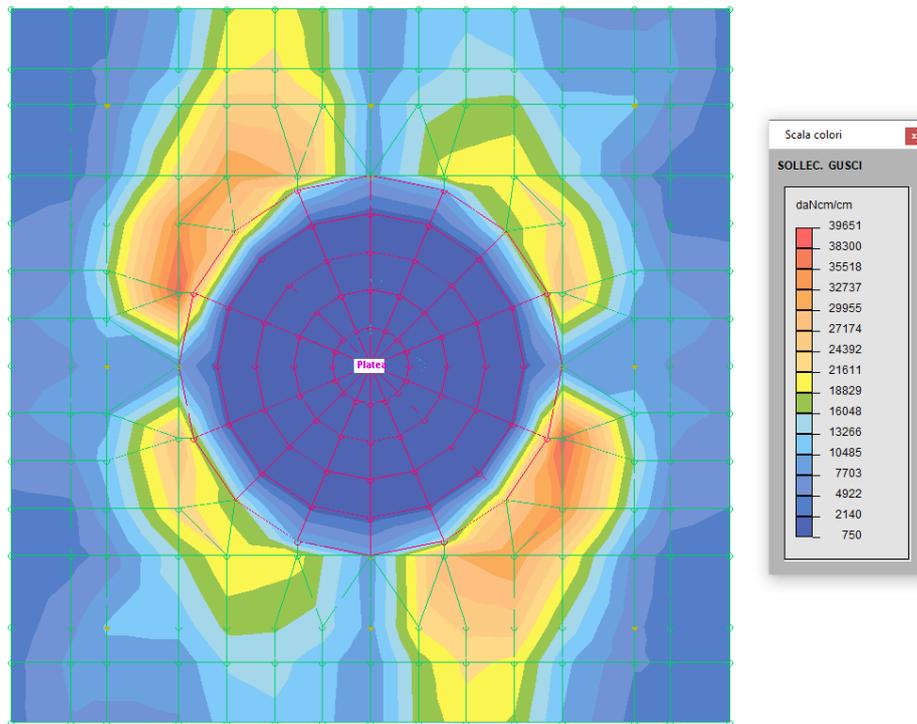


Figura 21 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

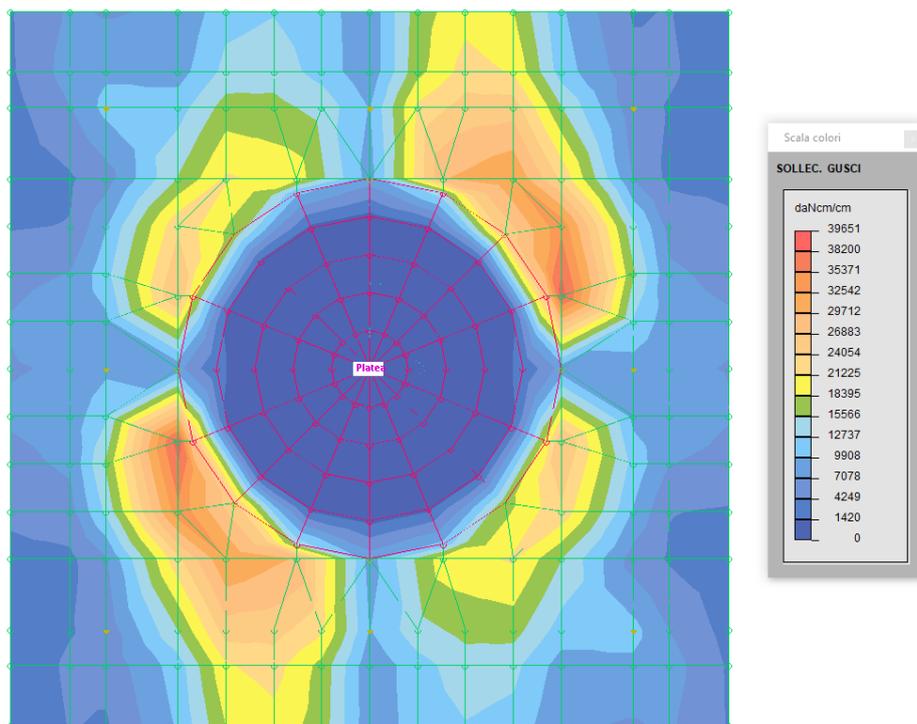
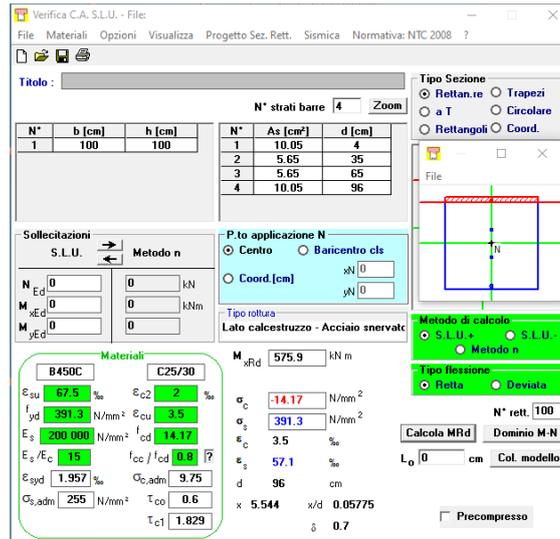


Figura 22 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

La platea di fondazione dei camini si ipotizza armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura inferiore e superiore pari ad 1Ø16/200 mm e due livelli di armatura intermedia costituita da 1Ø12/200 mm e pertanto si verifica, considerando una sezione di altezza 100 cm e larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 40624$ daNm:



Risulta $M_{Rd} = 57590$ daNm $>$ $M_{Ed} = 40624$ daNm

VERIFICATO

Verifica a taglio

Di seguito si riportano gli involuipi di diagramma di taglio sollecitante del basamento:

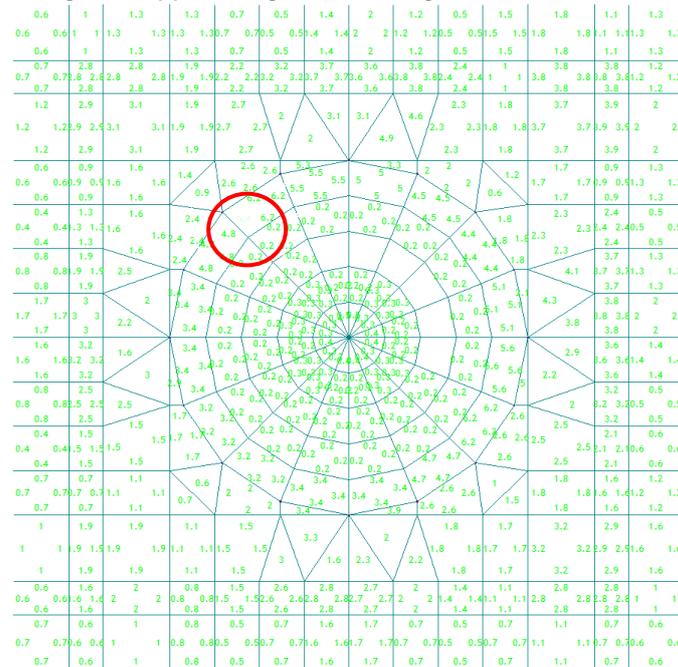


Figura 23 – Diagramma di taglio



Si riporta la verifica a taglio del basamento:

$$V_{Sd} = v_{Sd} \cdot s = 6.2 \cdot 100 = 620 \text{ daN/cm} = 620 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

dove:

$$b_w = 1000 \text{ mm (lunghezza unitaria)}$$

$$d_{utile} = 960 \text{ mm (altezza utile)}$$

$$k = 1 + (200 / d_{utile})^{1/2} = 1.46; \quad \rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.0010$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 295.3 \text{ kN/m} < V_{Sd} = 620 \text{ kN/m (non verificato)}$$

$$V_{Rd} = 231.2 \text{ kN/m} < V_{Sd} = 620 \text{ kN/m (non verificato)}$$

In fase esecutiva sarà necessario disporre opportuna armatura a taglio.

5.2.4.2 Pali di fondazione

La fondazione è posta su n°8 pali rotointfissi Ø600 mm e lunghezza 20 m con punta rotocompattante a perdere e tubo camicia tale da non permettere la risalita di acqua di falda (tipo DP Fundex Pile).

Si riporta di seguito quanto riportato nella Relazione Geologica del Geol. Mucchi:

RIEPILOGO CALCOLI DI PORTATA PALI Ø600 A -20

prova CPT n°	portata limite laterale [t]	portata limite punta [t]	portata d'esercizio [t]
1	166,83	89,11	90,33
2	160,27	89,11	87,71
3	151,65	105,52	90,83
4	124,92	125,34	88,06
5	124,73	105,52	80,06
6	137,37	89,11	78,55
7	135,3	105,52	84,29
8	141,64	105,52	86,83
9	135,6	105,52	84,41

Per la determinazione della portata del palo si considera solo la portata limite laterale del palo e solo il 30% della portata alla punta in quanto la stessa si attiva allo svilupparsi di un cedimento importante del palo e pertanto:

$$Q_{lim, laterale \text{ media}} = 142.03 \text{ t}$$

$$Q_{lim, base \text{ media}} = 102.25 \text{ t}$$

La resistenza di progetto del palo (portata di esercizio), considerando il coefficiente parziale di sicurezza (R3), previsto nella tabella 6.4. Il del DM 17/01/2018 e pari a $\gamma = 1.15$, vale:

$$Q_e = (142.03 + 30\% \cdot 102.25) / 1.15 = 150.18 \text{ t} \approx 158180 \text{ daN.}$$

Dall'immagine seguente si evince che la massima azione agente sul palo è pari a 101972 daN < 158180 daN. VERIFICATO

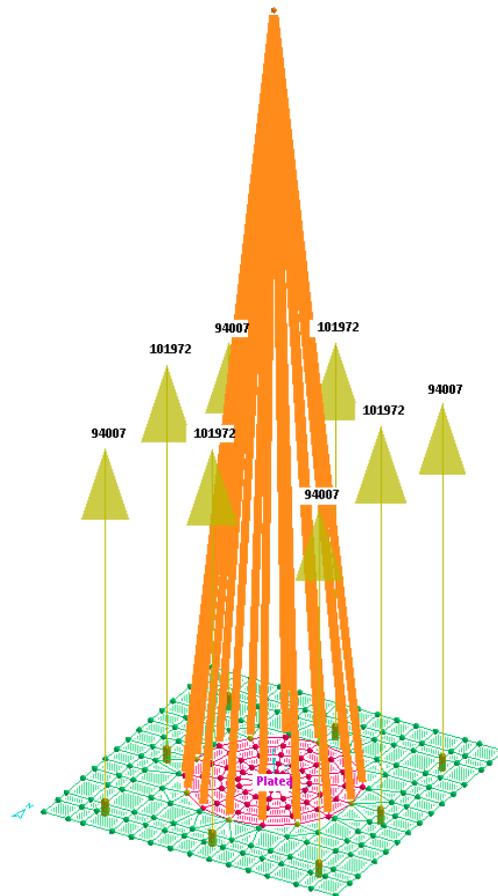


Figura 24 – Forza di reazione dei pali di fondazione

5.2.4.3 Platea di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.3 FONDAZIONE SCR

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica del basamento e dei pali di fondazione a sostegno degli SCR. Poiché i due basamenti presentano le medesime dimensioni e caratteristiche, di seguito verrà analizzato un solo modello valido per entrambi i basamenti.

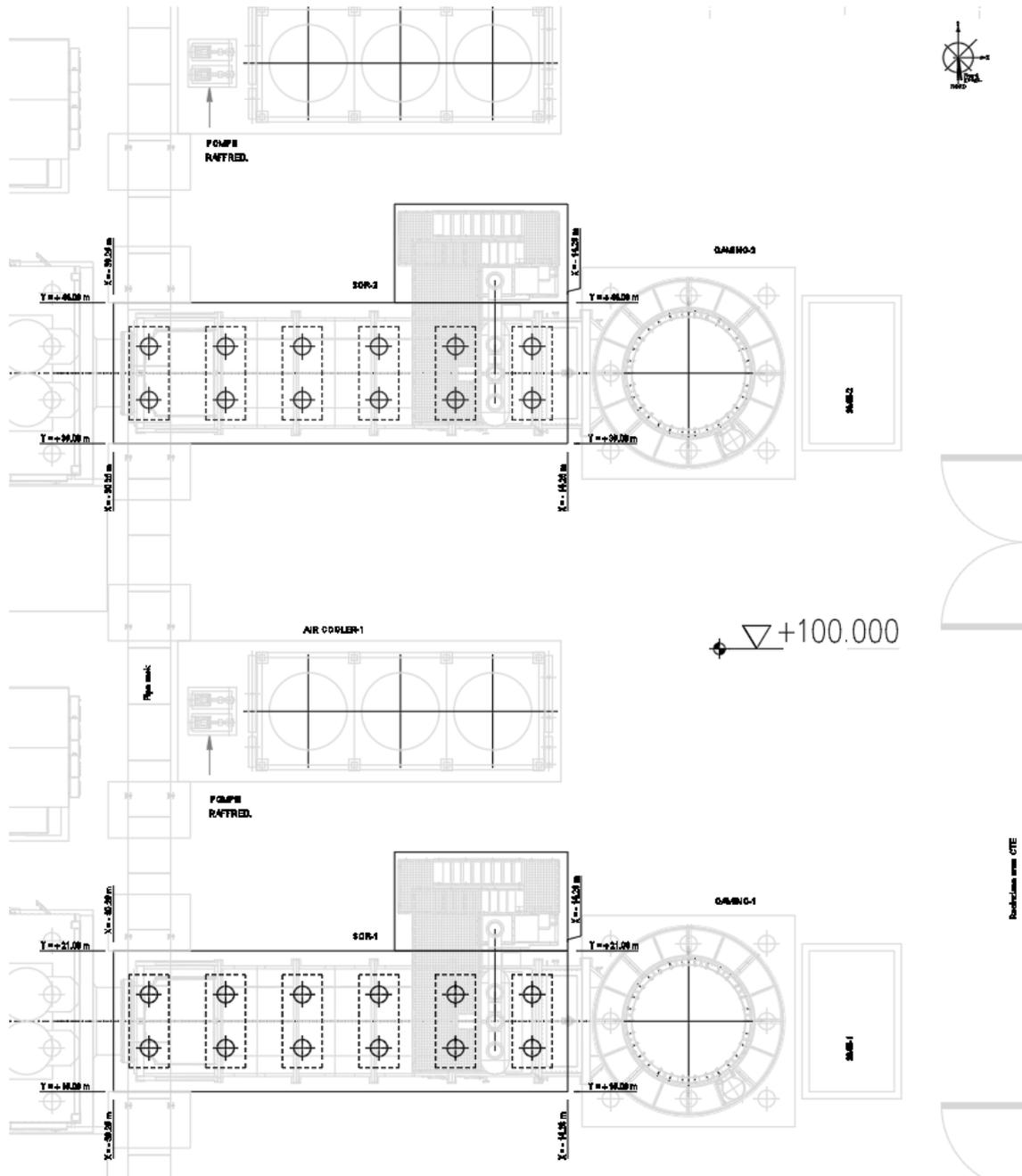


Figura 25 – Ubicazione delle fondazioni degli SCR

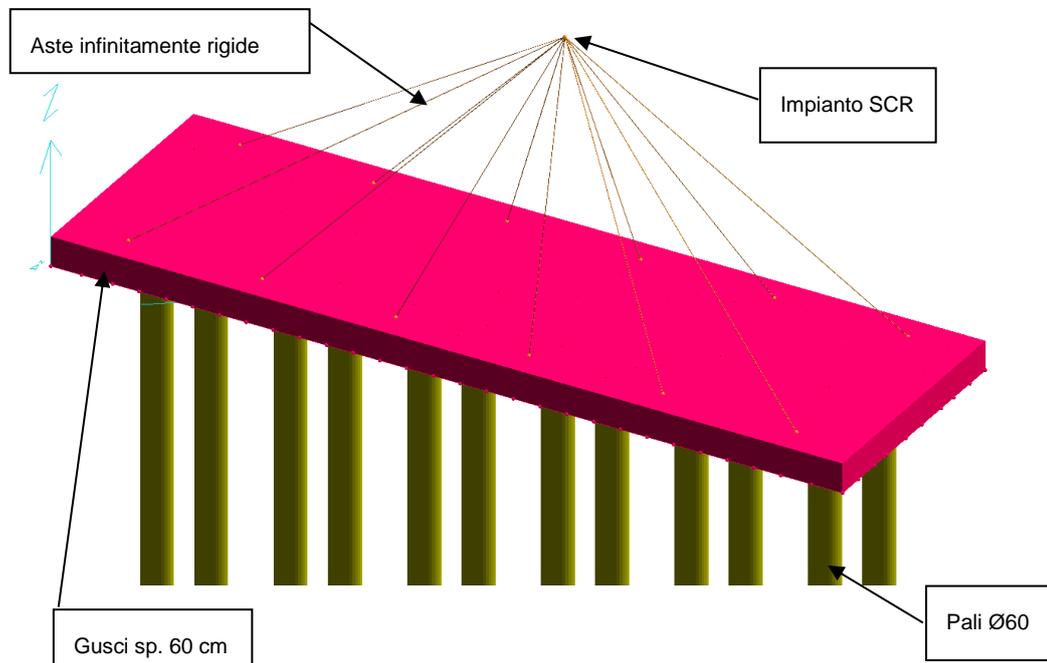


Figura 28 – Modello agli elementi finiti

5.3.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.3.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$ e dell'acciaio pari a $\gamma_S = 7850 \text{ daN/m}^3$.

5.3.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Peso proprio impianto SCR: $F=108000 \text{ daN}$.

Tale carico è stato applicato come forza verticale agente nel baricentro dell'SCR tramite l'utilizzo di aste fittizie infinitamente rigide.

5.3.2.3 Neve

Il carico della neve, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s	carico della neve al suolo;
μ_i	coefficiente di forma della copertura;
q_{sk}	valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo $[\text{kN/m}^2]$ per un periodo di ritorno di 50 anni
C_E	coefficiente di esposizione
C_t	coefficiente termico



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Il comune di Ferrara (FE) rientra, secondo la macrozonazione definita dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., nella ZONA II alla quale per una quota di $a_s = 9.00$ m s.l.m., inferiore a 200 m s.l.m. corrisponde un valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo pari a:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione viene assunto pari a $C_E = 1.0$ in quanto si può assumere una classe di topografia normale, dove non è presente una significativa rimozione della neve sulla struttura da parte del vento.

Il coefficiente termico viene assunto pari a $C_t = 1.0$

Il coefficiente di forma può essere assunto pari a $\mu_i = 0.8$, valore valido per coperture con inclinazione della falda minore di 30° .

Il carico neve sulla struttura:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.80 \text{ kN/m}^2 = 80.00 \text{ daN/m}^2$$

5.3.2.4 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_r	pressione cinetica di riferimento
C_e	coefficiente di esposizione
C_p	coefficiente di pressione
C_d	coefficiente dinamico

Pressione cinetica di riferimento

La struttura in oggetto è situata nella regione Emilia Romagna, appartenente alla Zona 2 secondo il D.M. del 17/01/2018 s.m.i., cui corrispondono:

$$V_{b,0} = 25.00 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 750 \text{ m}$$

La velocità base di riferimento al livello del mare V_b , definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 m dal suolo, su un terreno pianeggiante ed omogeneo di categoria di esposizione II e riferita ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni, vale:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a = 25.00 \text{ m/s}$$

Essendo $C_a = 1$ per $a_s = 9.00$ m s.l.m. $< a_0 = 750$ m (coefficiente di altitudine)

Pertanto si ricava la velocità di riferimento del vento:

$$V_r = V_b \cdot C_r = 25.00 \text{ m/s}$$

Essendo $C_r = 1$ per $T_R = 50$ anni (coefficiente di ritorno)

Cui corrisponde una pressione cinetica di riferimento q_r :

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25.00^2 = 390.625 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10$ m, $z_{min} = 5.00$ m.



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{min} = 5.00$ m e per $z = 12.00$ m:

$$c_e(z) = kr^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$$

$$c_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

$$c_e(12.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(12.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(12.00/0.10)] = 2.26$$

Coefficiente di pressione esterna

$$c_{pe} = \pm 0.8$$

Coefficiente di pressione interna

Il macchinario presenta aperture di modesta entità, pertanto il coefficiente di pressione interna è pari a $c_{pi} = +0.2$ o $c_{pi} = -0.3$, assumendo il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico si può assumere pari a $c_d = 1.0$.

Pressioni del vento

La pressione del vento assume i seguenti valori massimi:

- Vento in pressione:

$$p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.8 + 0.2) \cdot 1.0 = 667.97 \text{ N/m}^2 = 66.80 \text{ daN/m}^2$$

$$p(5.00 \div 12.00) = 390.625 \cdot 2.26 \cdot (0.8 + 0.2) \cdot 1.0 = 882.81 \text{ N/m}^2 = 88.30 \text{ daN/m}^2$$

- Vento in depressione:

$$p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (-0.8 - 0.3) \cdot 1.0 = -734.77 \text{ N/m}^2 = -73.50 \text{ daN/m}^2$$

$$p(5.00 \div 12.00) = 390.625 \cdot 2.26 \cdot (-0.8 - 0.3) \cdot 1.0 = -971.09 \text{ N/m}^2 = -97.10 \text{ daN/m}^2$$

Tale carico, di poca rilevanza rispetto alle azioni dovute al macchinario, non viene preso in conto.

5.3.2.5 Azioni sismiche

ANALISI DINAMICA

lavoro : \SCR_01

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località FERRARA (long. 11.596 lat. 44.859000)

Categoria del suolo di fondazione = D

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.745$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.745$

Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$

Periodo di riferimento $V_R = 100.0$

PVR : probabilità di superamento in $V_R = 10$ %

Tempo di ritorno = 949

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Valori risultanti per :

ag 1.704 [g/10]
Fo 2.561
TC* 0.280

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.558

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	120000.0
2.	1.000	108000.0

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	0.098848	0.000	53.205	0.000	0.009	0.004	0.003				
2	0.038630	92.554	0.000	0.000	0.045	0.035					
3	0.024627	0.000	0.597	0.000	0.742						
4	0.023219	0.000	46.195	0.000							
MASSA TOTALE		92.554	99.997	0.000							

5.3.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
<input checked="" type="radio"/> 001	Peso proprio	1	261	Peso proprio	Altro ...
<input type="radio"/> 002	SCR	1	1	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 003	Neve	1	261	Neve (<1000m slm)	Altro ...
<input type="radio"/> 004	Sisma_X	1	1	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 005	Sisma_Y	1	1	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 006	Torcente_add_X	1	0	Torcente addiz X SLU	Altro ...
<input type="radio"/> 007	Torcente_add_Y	1	0	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	±		
				7	1.000	±		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
				3	0.800	+		



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
				3	0.800	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	0.558
				2	1.000	+	3	0.167
				3	0.800	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	0.558
				2	1.000	+	2	0.167
				3	0.800	+		
8	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	2	1.100
				2	1.000	+	3	0.330
				3	0.800	+		
9	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	3	1.100
				2	1.000	+	2	0.330
				3	0.800	+		
10	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
11	SLUEqu	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
12	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
13	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.900	+		
				4	0.900	+		
14	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				4	0.800	+		

5.3.4 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire viene riportata l'immagine della nomenclatura degli elementi bidimensionali a "guscio".

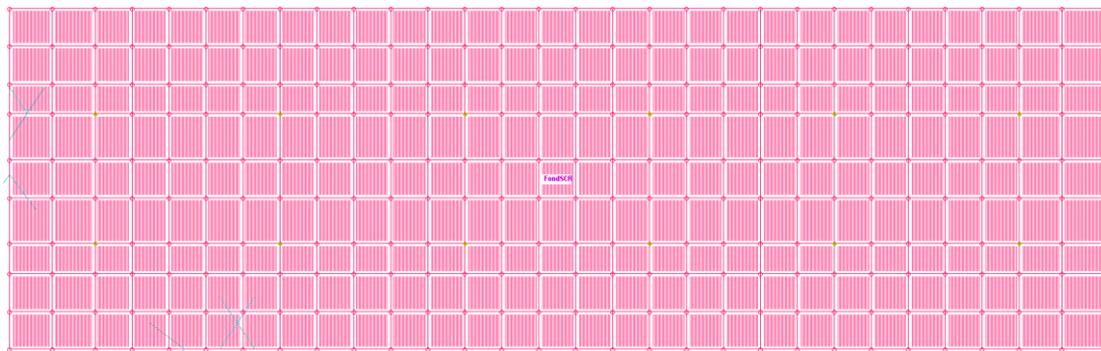


Figura 29 – Nomenclatura macrogusci

5.3.4.1 Platea di fondazione – Verifica a SLU

La platea di fondazione è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati “gusci” valutando l’interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell’armatura nelle platee di fondazione:

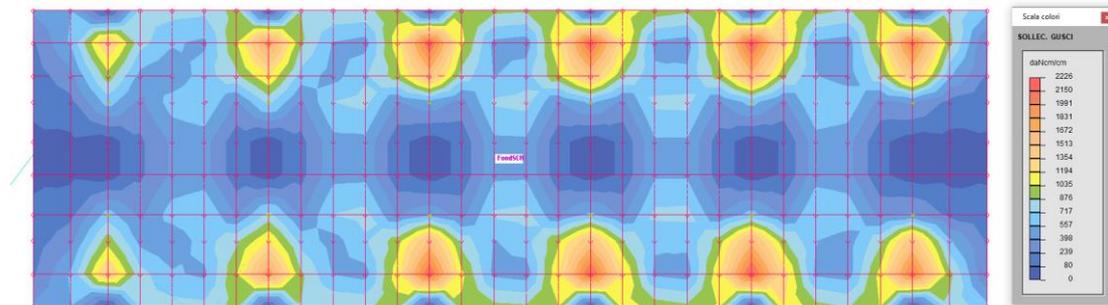


Figura 30 – Sforzi di Wood Mx inferiori – PLATEA

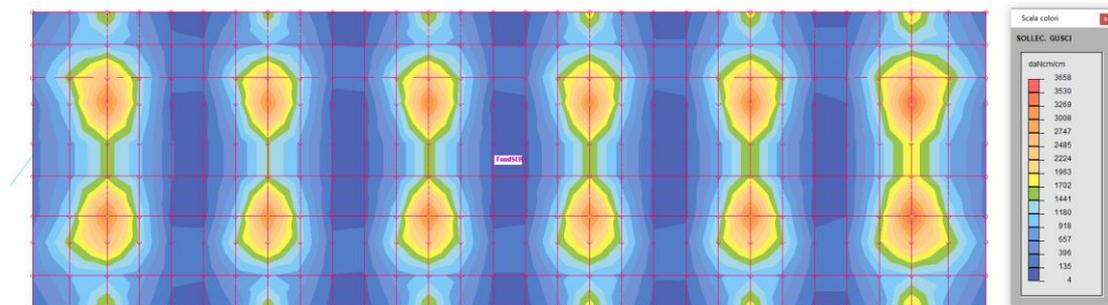


Figura 31 – Sforzi di Wood Mx superiori – PLATEA

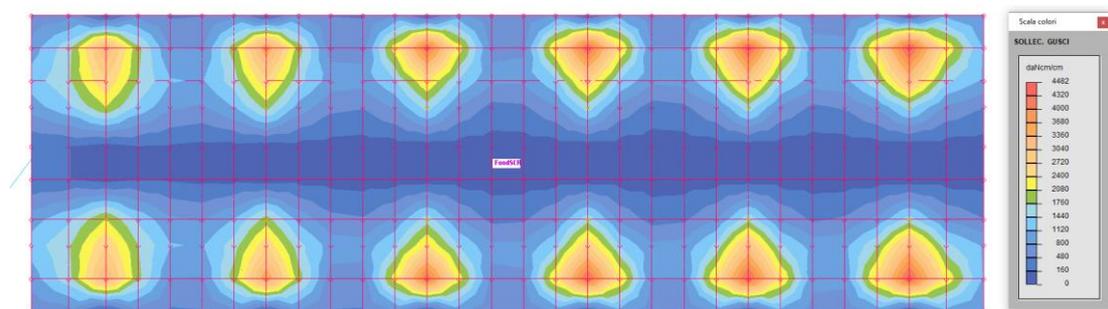


Figura 32 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

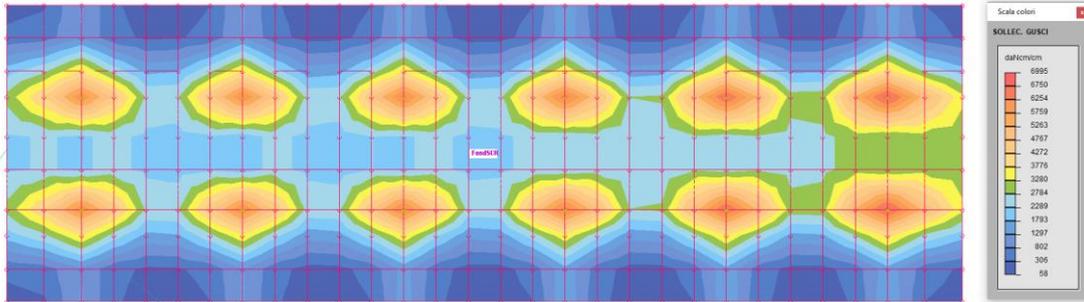


Figura 33 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA

La platea di fondazione dell'SCR è armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura inferiore e superiore pari ad 1ø16/200 mm e pertanto si verifica, considerando una sezione di altezza 60 cm e larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 6995$ daNm:

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10.05	4
			2	10.05	56

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

M_{xRd} 215 kN m

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 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 48.4 ‰
d 56 cm
x 3.776 x/d 0.06744
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U. Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Risulta $M_{Rd} = 21500$ daNm > $M_{Ed} = 6995$ daNm

VERIFICATO

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Verifica a taglio

Di seguito si riportano gli involuipi di diagramma di taglio sollecitante del basamento:

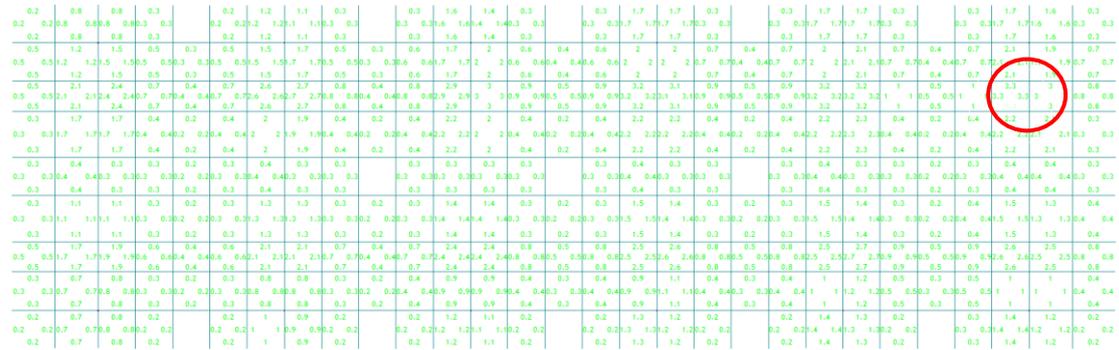


Figura 34 – Diagrammi di taglio

Si riporta la verifica a taglio del basamento:

$$V_{sd} = v_{sd} \cdot s = 3.3 \times 60 = 198 \text{ daN/cm} = 198 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

dove:

b=1000 mm (lunghezza unitaria)

d = 560 mm (altezza utile)

$$k = 1 + (200 / d_{utile})^{1/2} = 1.60; \quad \rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.0018$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 197.9 \text{ kN/m} < V_{sd} = 198 \text{ kN/m (non verificato)}$$

$$V_{Rd} = 177.1 \text{ kN/m} < V_{sd} = 198 \text{ kN/m (non verificato)}$$

In fase esecutiva sarà necessario disporre opportuna armatura a taglio.

5.3.4.2 Pali di fondazione

La fondazione è posta su n°12 pali rotointfissi Ø600 mm e lunghezza 20 m con punta rotocompattante a perdere e tubo camicia tale da non permettere la risalita di acqua di falda (tipo DP Fundex Pile).

Si riporta di seguito quanto riportato nella Relazione Geologica del Geol. Mucchi:

RIEPILOGO CALCOLI DI PORTATA PALI Ø600 A -20

prova CPT n°	portata limite laterale [t]	portata limite punta [t]	portata d'esercizio [t]
1	166,83	89,11	90,33
2	160,27	89,11	87,71
3	151,65	105,52	90,83
4	124,92	125,34	88,06
5	124,73	105,52	80,06
6	137,37	89,11	78,55
7	135,3	105,52	84,29
8	141,64	105,52	86,83
9	135,6	105,52	84,41

Per la determinazione della portata del palo si considera solo la portata limite laterale del palo e solo il 30% della portata alla punta in quanto la stessa si attiva allo svilupparsi di un cedimento importante del palo e pertanto:

$$Q_{lim,laterale\ media} = 142.03\ t$$

$$Q_{lim,base\ media} = 102.25\ t$$

La resistenza di progetto del palo (portata di esercizio), considerando il coefficiente parziale di sicurezza (R3), previsto nella tabella 6.4. Il del DM 17/01/2018 e pari a $\gamma = 1.15$, vale:

$$Q_e = (142.03 + 30\% \cdot 102.25) / 1.15 = 150.18\ t \approx 158180\ daN.$$

Dall'immagine seguente si evince che la massima azione agente sul palo è pari a 41409 daN < 158180 daN. VERIFICATO

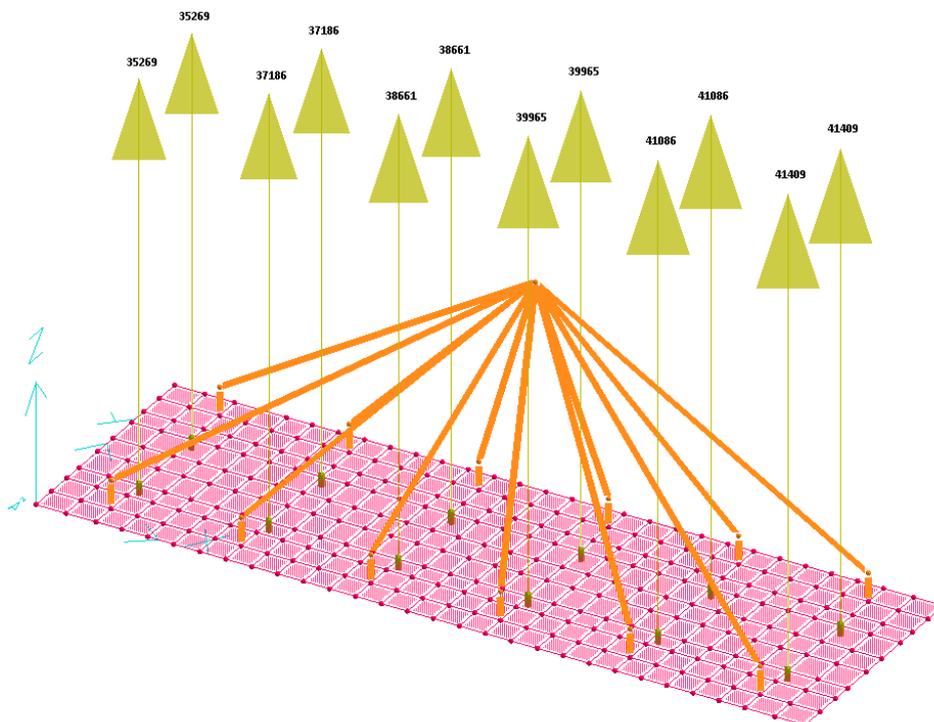


Figura 35 – Forza di reazione dei pali di fondazione



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.3.4.3 Platea di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.4 FONDAZIONE MODULI AUSILIARI TURBINE A GAS E IMPIANTI BORDO MACCHINE

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica del basamento degli ausiliari TG. Poiché i due basamenti presentano le medesime dimensioni e caratteristiche, di seguito verrà analizzato un solo modello valido per entrambi i basamenti.

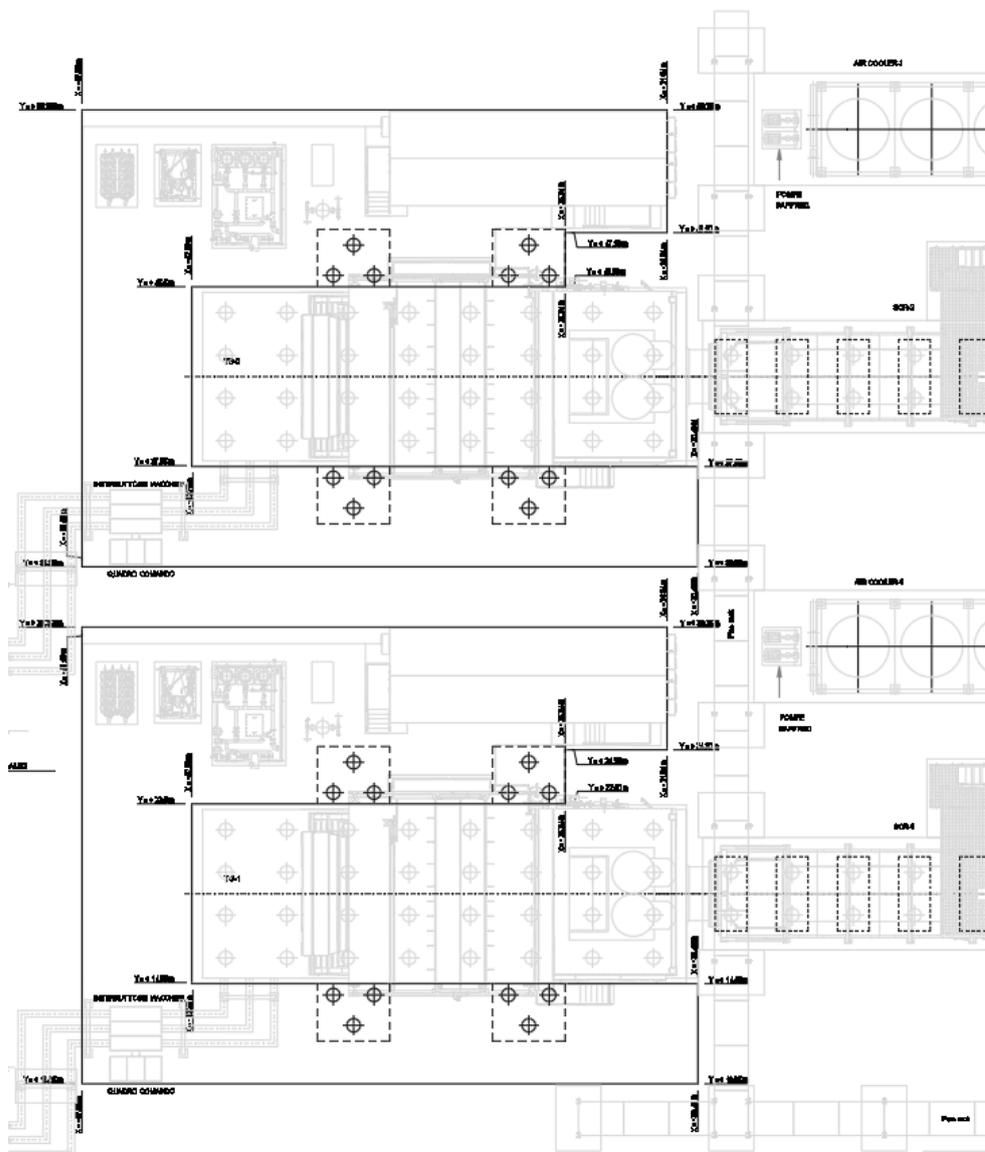


Figura 36 – Ubicazione delle fondazioni degli ausiliari TG

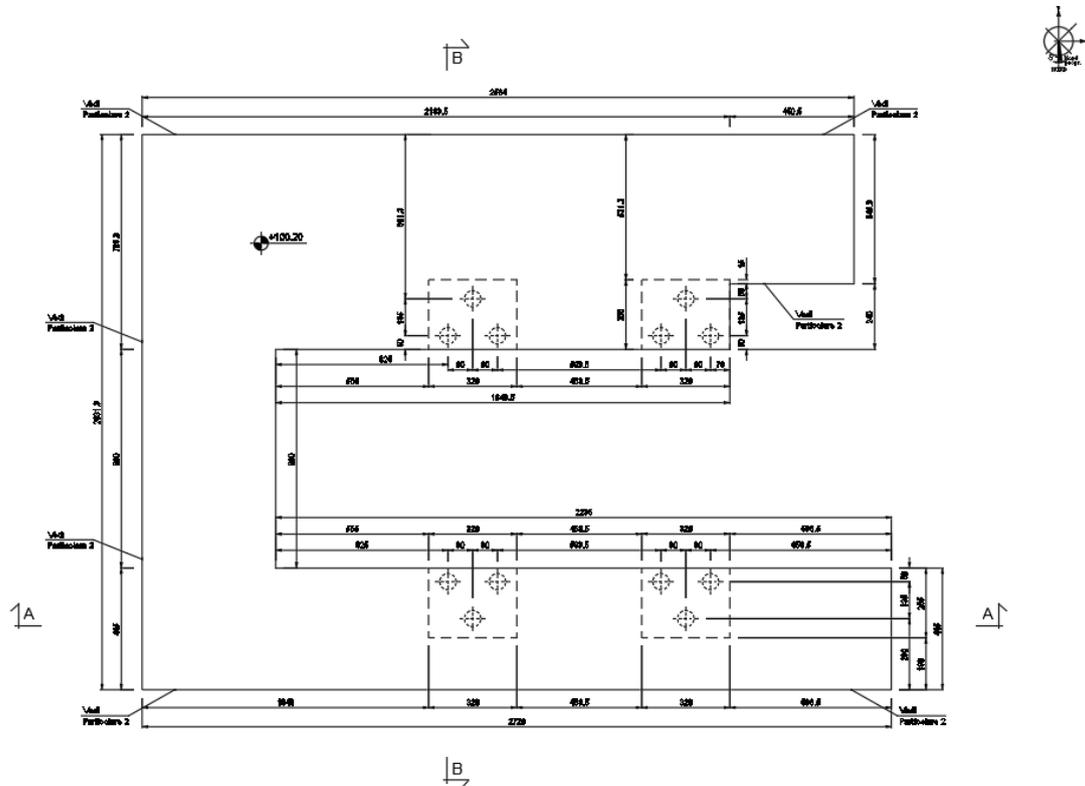


Figura 37 – Geometria della fondazione

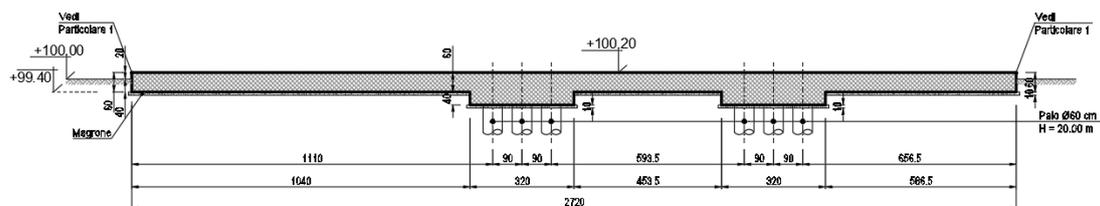


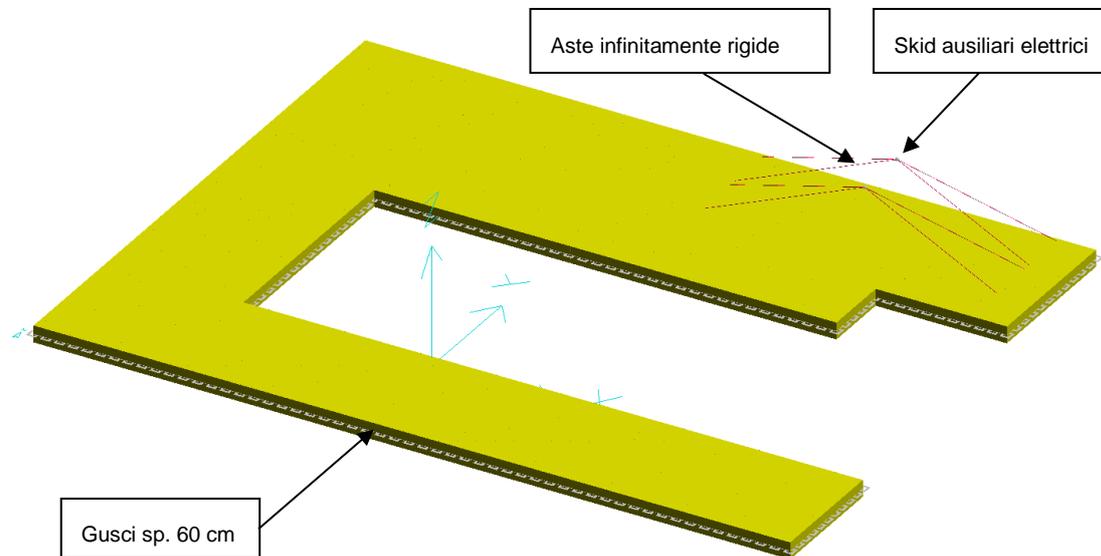
Figura 38 – Sezione A-A della fondazione

5.4.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica della fondazione in c.a. del gruppo elettrogeno è stato utilizzato un modello agli elementi finiti.

Il basamento ha forma irregolare e presenta dimensioni massime in pianta pari a 27.20x20.30 m. La platea di fondazione ha spessore pari a 60 cm. Al fine di ottenere le sollecitazioni alla base degli skid ausiliari elettrici sono state modellate delle aste fittizie infinitamente rigide che permettono di trasferire le sollecitazioni dal baricentro delle apparecchiature alla fondazione.

Le platee di fondazione sono state modellate con elementi “guscio” su terreno elastico alla Winkler (coefficiente di Winkler $k_w = 0.68 \text{ daN/cm}^3$) bloccando i soli spostamenti orizzontali (in x ed in y).

*Figura 39 – Modello agli elementi finiti*

5.4.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.4.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$ e dell'acciaio pari a $\gamma_s = 7850 \text{ daN/m}^3$.

5.4.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Carico uniformemente distribuito dovuto agli impianti: $q=600 \text{ daN/m}^2$;
- Carico concentrato dovuto al peso proprio degli skid ausiliari elettrici: $P=4000 \text{ daN}$.

5.4.2.3 Neve

Non si considera il carico neve poiché di entità irrisoria rispetto ai carichi verticali agenti sulla struttura.

5.4.2.4 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Per il calcolo di q_r e C_d si rimanda al paragrafo 5.1.2.6 della presente relazione.

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10 \text{ m}$, $z_{\min} = 5.00 \text{ m}$.



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{min} = 5.00$ m, quota maggiore della massima altezza raggiunta dal gruppo elettrogeno:

$$c_e(z) = k r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$$

$$c_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

Coefficiente di pressione

$$c_{pe} = 0.8$$

Coefficiente di pressione interna

$$c_{pi} = +0.2$$

Pressioni del vento

La pressione del vento assume i seguenti valori massimi:

- Vento in pressione:

$$p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.8 + 0.2) \cdot 1.0 = 667.97 \text{ N/m}^2 = 66.80 \text{ daN/m}^2$$

Tale pressione del vento applicato su una superficie dello Skid di 2.15x3.00 m produce una forza in direzione X pari a: $F_x = 430$ daN

Tale pressione del vento applicato su una superficie dello skid di 12.00x3.00 produce una forza in direzione Y pari a: $F_Y = 2400$ daN

- Vento in depressione:

$$p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (-0.8 - 0.3) \cdot 1.0 = -734.77 \text{ N/m}^2 = -73.50 \text{ daN/m}^2$$

Tale pressione del vento applicato su una superficie dello Skid di 2.15x3.00 m produce una forza in direzione X pari a: $F_x = 474$ daN

Tale pressione del vento applicato su una superficie dello skid di 12.00x3.00 produce una forza in direzione Y pari a: $F_Y = 2646$ daN

Non si considera il carico vento poiché di entità minore rispetto all'azione sismica.

5.4.2.5 Azioni sismiche

ANALISI DINAMICA

lavoro : \MODAU1

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località FERRARA (long. 11.596 lat. 44.859000)

Categoria del suolo di fondazione = D

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.745$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.745$

Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$

Periodo di riferimento $V_R = 100.0$

PVR : probabilità di superamento in $V_R = 10$ %

Tempo di ritorno = 949



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :
ag 1.704 [g/10]
Fo 2.561
TC* 0.280

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.558

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	524822.1
2.	1.000	217928.9

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			n+1	COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
		%X	%Y	%Z		n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.023057	0.695	96.651	0.000	0.019							
2	0.011702	94.674	0.203	0.000								
MASSA TOTALE		95.369	96.854	0.000								

5.4.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
001	Peso proprio	1	1498	Peso proprio	Altro ...
002	PNS_Impianti	1	1500	Permanente	Altro ...
003	Sisma_X	1	2	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
004	Sisma_Y	1	2	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
005	Torcente_add_X	1	2	Torcente addiz X SLU	Altro ...
006	Torcente_add_Y	1	0	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	±		
				7	1.000	±		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
				3	0.800	+		

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
				3	0.800	+		
6	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	0.558
				2	1.000	+	3	0.167
				3	0.800	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	0.558
				2	1.000	+	2	0.167
				3	0.800	+		
8	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	2	1.100
				2	1.000	+	3	0.330
				3	0.800	+		
9	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	3	1.100
				2	1.000	+	2	0.330
				3	0.800	+		
10	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
11	SLUEqu	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
12	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
13	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.900	+		
				4	0.900	+		
14	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				4	0.800	+		

5.4.4 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire viene riportata l'immagine della numerazione degli elementi bidimensionali a "guscio".

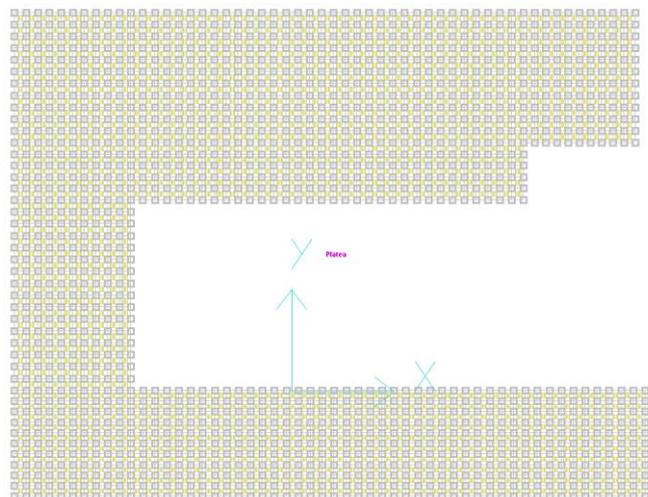


Figura 40 – Nomenclatura macrogusci

5.4.4.1 Platea di fondazione – Verifica a SLU

La platea di fondazione è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati “gusci” su suolo alla Winkler e valutando l'interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell'armatura nelle platee di fondazione:

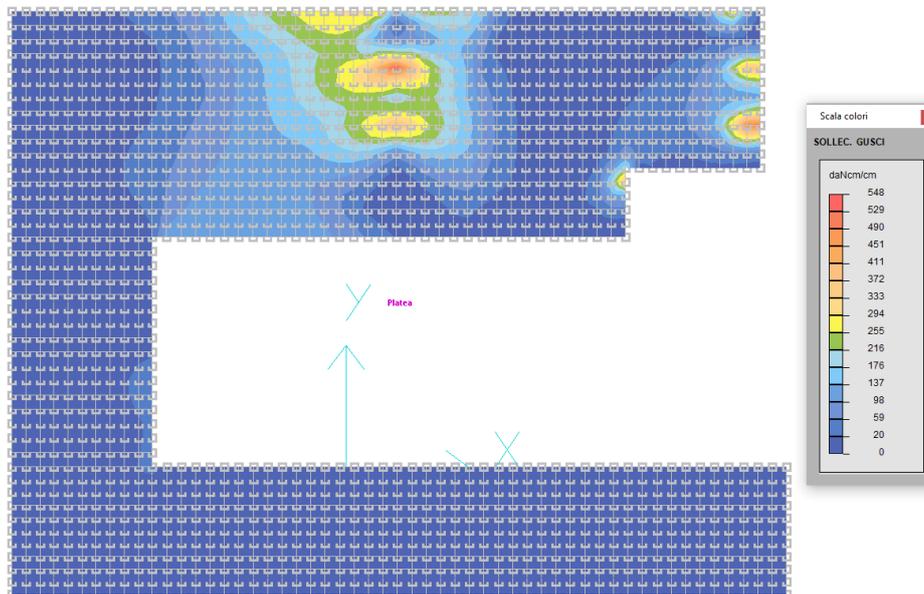


Figura 41 – Sforzi di Wood M_x inferiori – PLATEA

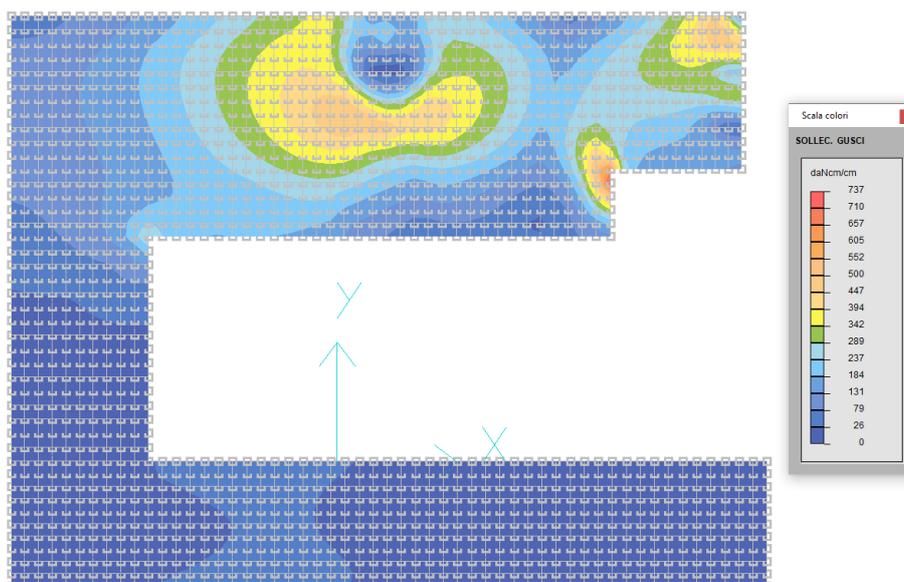


Figura 42 – Sforzi di Wood M_x superiori – PLATEA

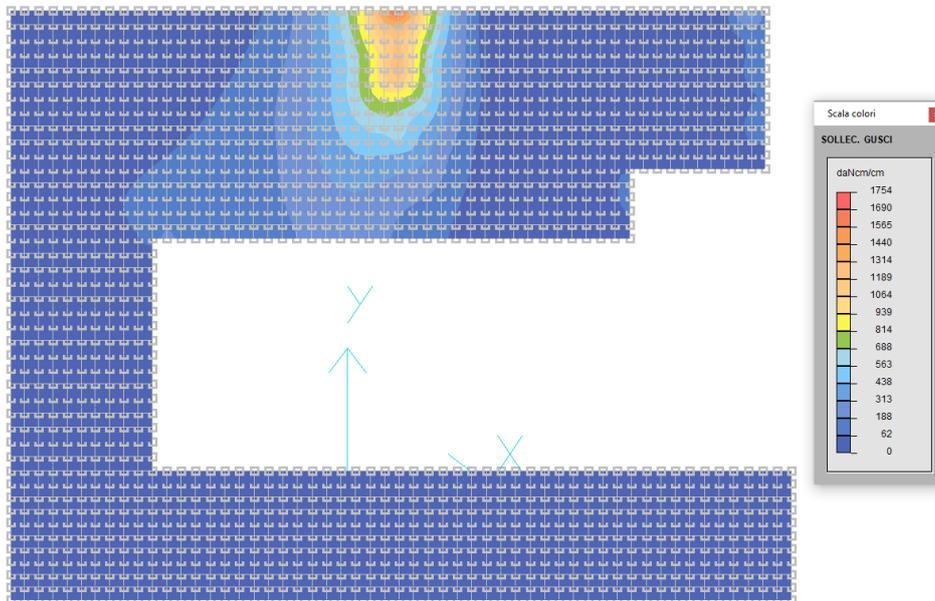


Figura 43 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

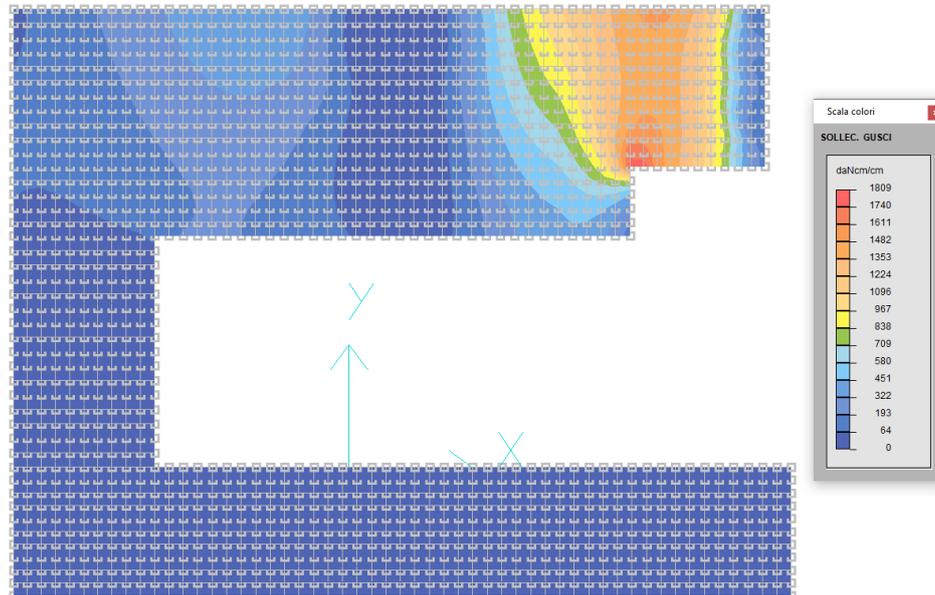
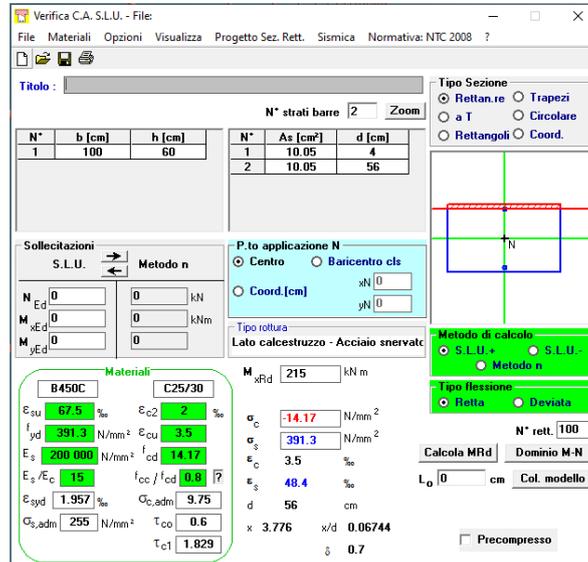


Figura 44 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA

La platea di fondazione dei moduli ausiliari TG è armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura inferiore e superiore pari ad $1\phi 16/200$ mm e pertanto si verifica la sezione considerando un'altezza 60 cm ed una larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 1809$ daNm:



Risulta $M_{Rd} = 21500 \text{ daNm} > M_{Ed} = 1809 \text{ daNm}$

VERIFICATO

Verifica a taglio

Di seguito si riportano gli involuipi di diagramma di taglio sollecitante del basamento:

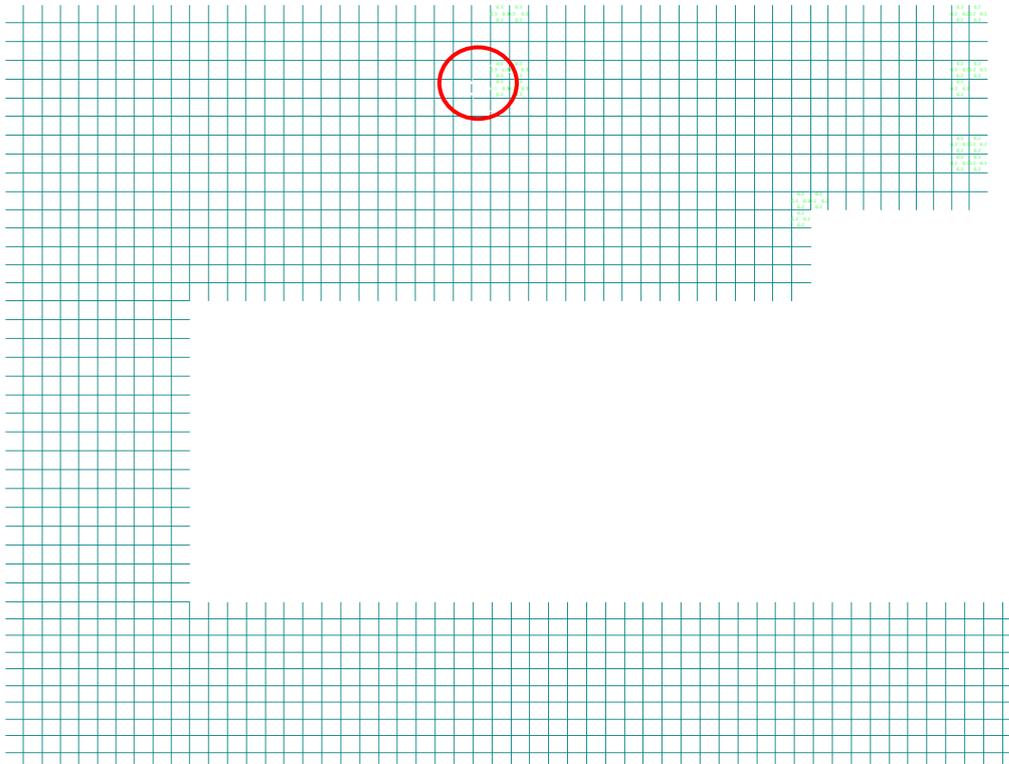


Figura 45 – Diagramma di taglio



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Si riporta la verifica a taglio del basamento:

$$V_{Sd} = v_{Sd} \cdot s = 0.3 \cdot 60 = 18 \text{ daN/cm} = 18 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

dove:

$b_w = 1000 \text{ mm}$ (lunghezza unitaria)

$d_{utile} = 560 \text{ mm}$ (altezza utile)

$$k = 1 + (200 / d_{utile})^{1/2} = 1.60; \quad \rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.0018$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 197.9 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 18 \text{ kN/m} \text{ (verificato)}$$

$$V_{Rd} = 177.1 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 18 \text{ kN/m} \text{ (verificato)}$$

5.4.4.2 Platea di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.5 FONDAZIONE SME 1 E SME 2

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica del basamento dei cabinati SME 1 e SME 2; i due basamenti presentano le medesime dimensioni e caratteristiche pertanto verrà riportato di seguito un solo modello.

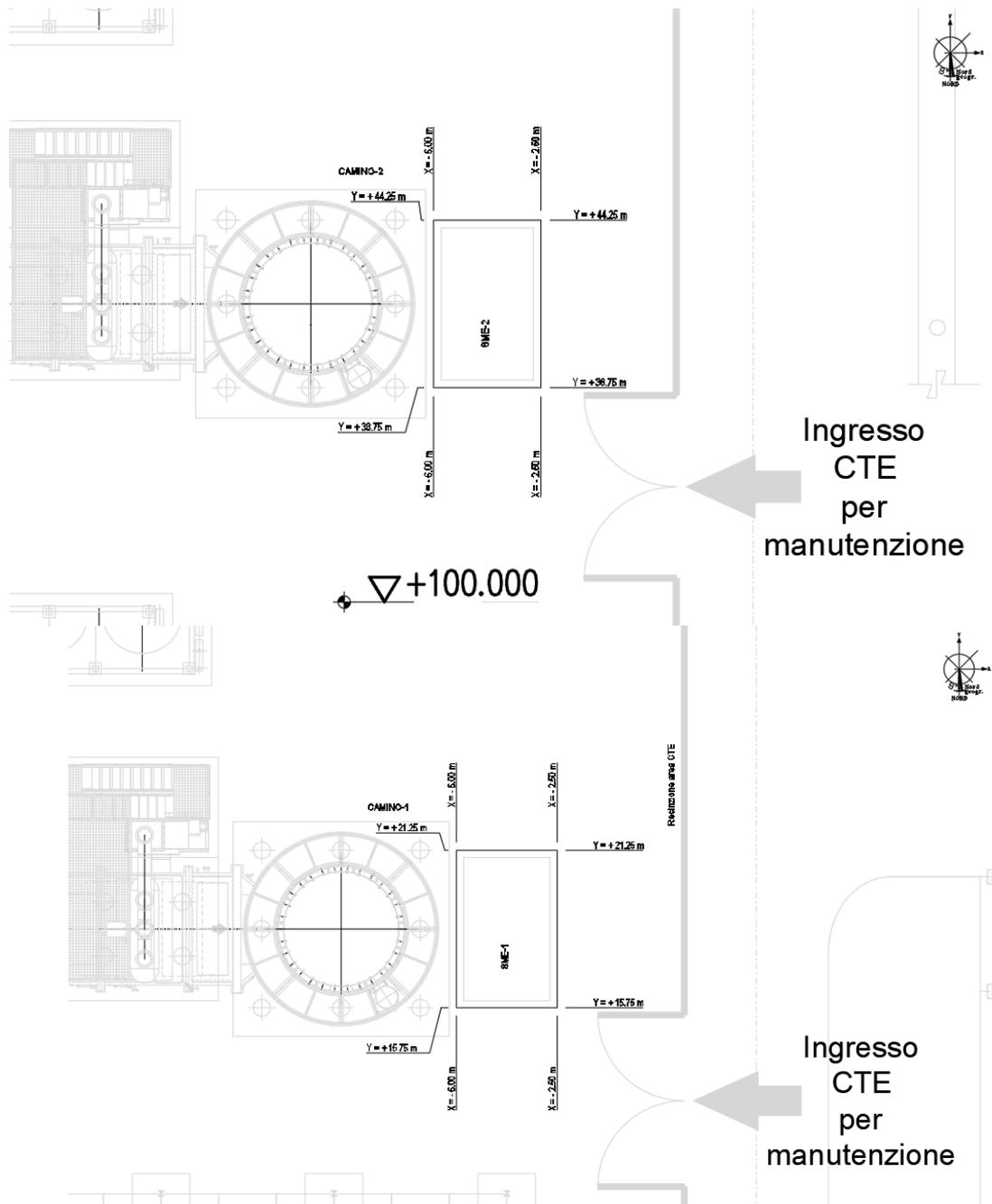


Figura 46 – Ubicazione delle fondazioni degli SME

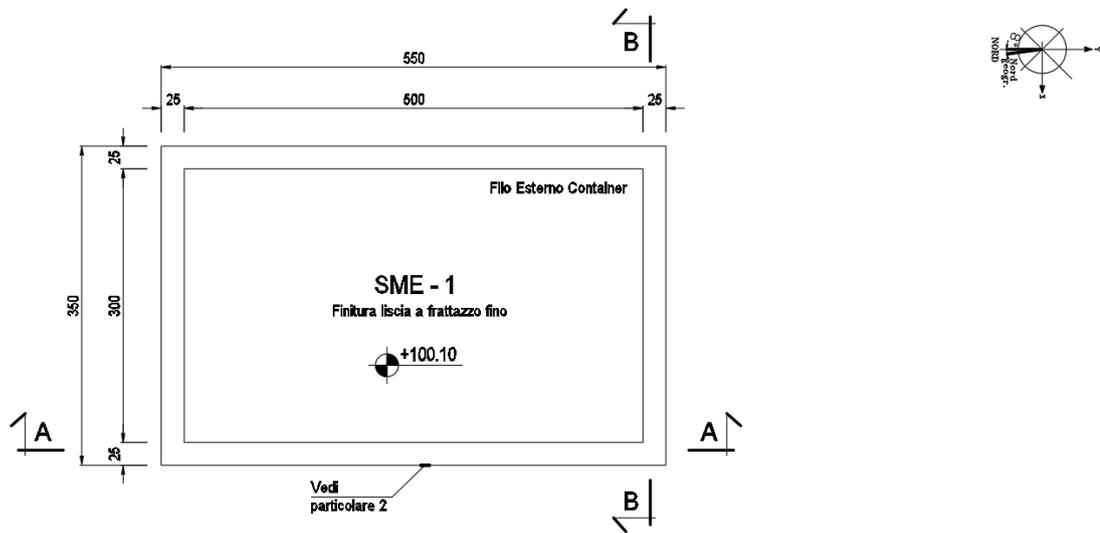


Figura 47 – Geometria della fondazione

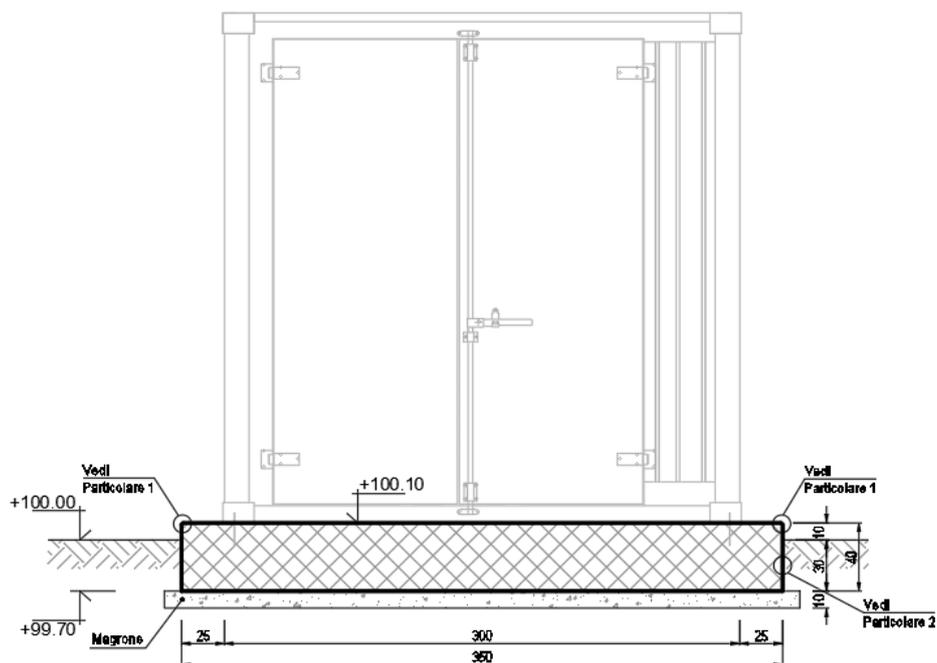


Figura 48 – Sezione B-B della fondazione

5.5.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica delle fondazioni in c.a. del cabinato (SME 1 e SME 2) è stato utilizzato un modello agli elementi finiti.

Il basamento ha forma rettangolare e presenta dimensioni in pianta pari a 3,50x5,50 m. La platea di fondazione ha spessore pari a 40 cm. Al fine di ottenere le sollecitazioni alla base del cabinato sono state modellate delle aste fittizie infinitamente rigide che permettono di trasferire le sollecitazioni dal baricentro del cabinato alla fondazione.

La platea di fondazione è stata modellata con elementi “guscio” su terreno elastico alla Winkler (coefficiente di Winkler $k_w = 0.68 \text{ daN/cm}^3$ a favore di sicurezza) bloccando i soli spostamenti orizzontali (in x ed in y).

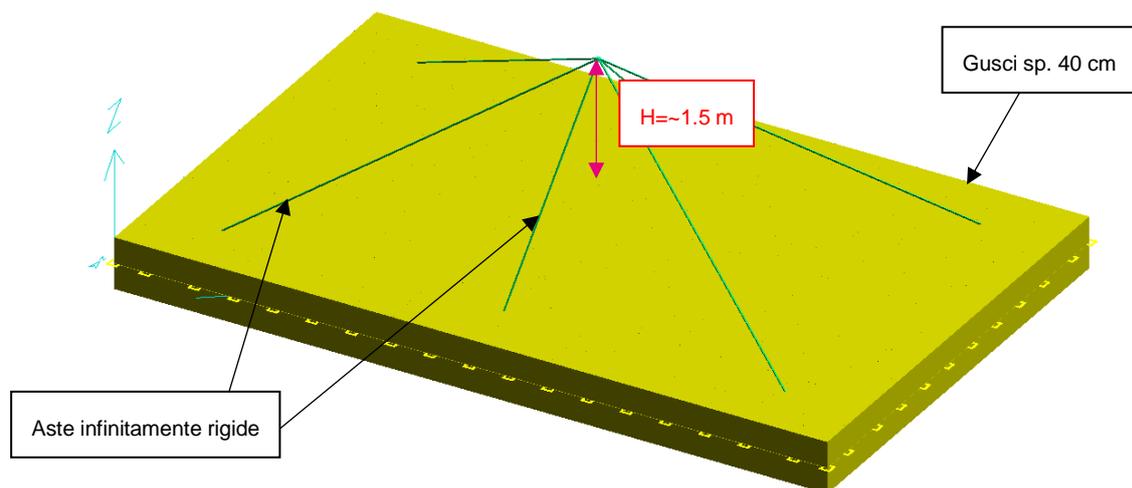


Figura 49 – Modello agli elementi finiti

5.5.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l’analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.5.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$ e dell’acciaio pari a $\gamma_S = 7850 \text{ daN/m}^3$.

5.5.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Carico dovuto al peso del container: $P = 30000 \text{ daN}$.

Tale carico è stato applicato come forza agente verticalmente nel baricentro del container mediante l’utilizzo di aste fittizie infinitamente rigide.



5.5.2.3 Neve

Non si considera il carico neve poiché di entità irrisoria rispetto ai carichi verticali agenti sulla struttura.

5.5.2.4 Variabile ambienti industriali

Si considera un carico variabile per ambienti industriali applicato sulla fondazione come carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = 400 \text{ daN/m}^2$$

5.5.2.5 Neve

Non si considera il carico neve poiché di entità irrisoria rispetto ai carichi verticali agenti sulla struttura.

5.5.2.6 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Per il calcolo di q_r e c_d si rimanda al paragrafo 5.1.2.6 della presente relazione.

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10$ m, $z_{min} = 5.00$ m.

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{min} = 5.00$ m, quota maggiore della massima altezza raggiunta dal container:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$$

$$c_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

Coefficiente di pressione

$$c_{pe} = 0.8$$

Coefficiente di pressione interna

$$c_{pi} = +0.2$$

Pressioni del vento

Il valore della pressione del vento assume i seguenti valori che verranno applicati nel baricentro dell'container come forze concentrate, non simultaneamente, in direzione x e y:

$$\text{Vento X: } p = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.8+0.2) \cdot 1.0 = 668 \text{ N/m}^2 = 66.8 \text{ daN/m}^2$$

Tale pressione del vento applicato su una superficie del container di 3mx3m produce una forza in direzione X pari a: $F_x = 600$ daN

$$\text{Vento Y: } p = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.8+0.2) \cdot 1.0 = 668 \text{ N/m}^2 = 66.8 \text{ daN/m}^2$$

Tale pressione del vento applicato su una superficie del container di 3mx5m produce una forza in direzione Y pari a: $F_Y = 1000$ daN



5.5.2.7 Azioni sismiche

ANALISI DINAMICA lavoro:\SME_01

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
Assi di vibrazione: X Y
Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località Ferrara (long. 11.596 lat. 44.859000)

Categoria del suolo di fondazione = D

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.745$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.745$

Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$

Periodo di riferimento $V_R = 100.0$

PVR : probabilità di superamento in $V_R = 10 \%$

Tempo di ritorno = 949

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

$a_g = 1.704$ [g/10]

$F_0 = 2.561$

$T_C^* = 0.280$

Fattore di comportamento $q = 1.500$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.558

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	19250.0
2.	1.000	30000.0
3.	0.800	6160.0

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.117387	0.000	100.000	0.000	0.048							
2	0.075756	100.000	0.000	0.000								
MASSA TOTALE		100.000	100.000	0.000								



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.5.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Schede condizioni

Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced		
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio	1	198	Peso proprio	Altro ...		
<input type="radio"/> 002)	Permanente	1	1	Permanente	Altro ...		
<input type="radio"/> 003)	Var_Ambienti_End	1	198	E2:Ambienti Industriali	Altro ...		
<input type="radio"/> 004)	Vento_X	1	1	Vento X	Vento X		
<input type="radio"/> 005)	Vento_Y	1	1	Vento Y	Vento Y		
<input type="radio"/> 006)	Sisma_X	1	1	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 007)	Sisma_Y	1	1	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 008)	Torcente_add_X	1	0	Torcente addiz X SLU	Altro ...		
<input type="radio"/> 009)	Torcente_add_Y	1	0	Torcente addiz Y SLU	Altro ...		

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU Max Var	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
2	SLU VENTOX 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.900	±		
3	SLU VENTOY 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	0.900	±		
4	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
5	SLU VENTOY 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	1.500	±		
6	SISMAX SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
7	SISMAY SLU	nessuna	somma	7	1.000	±		
				9	1.000	±		
8	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	6	1.000
				2	1.000	+	7	0.300
				3	0.800	+		
9	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	7	1.000
				2	1.000	+	6	0.300
				3	0.800	+		
10	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	6	0.604
				2	1.000	+	7	0.181
				3	0.800	+		
11	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	7	0.604
				2	1.000	+	6	0.181



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

				3	0.800	+		
12	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	6	1.100
				2	1.000	+	7	0.330
				3	0.800	+		
13	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	7	1.100
				2	1.000	+	6	0.330
				3	0.800	+		
14	SLUGeo Max Var	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
15	SLUGeo VENTOX 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	0.780	±		
16	SLUGeo VENTOY 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				5	0.780	±		
17	SLUGeo VENTOX 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	±		
18	SLUGeo VENTOY 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				5	1.300	±		
19	SLUEqu Max Var	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
20	SLUEqu VENTOX 1	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.900	±		
21	SLUEqu VENTOY 1	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	0.900	±		
22	SLUEqu VENTOX 3	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
23	SLUEqu VENTOY 3	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	1.500	±		
24	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
25	Rara VentoX 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.600	±		
26	Rara VentoY 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	0.600	±		
27	Rara VentoX 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	±		
28	Rara VentoY 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	1.000	±		

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

29	Frequente 1	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.900	+		
30	Frequente 2	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
31	Frequente VentoX 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				4	0.200	±		
32	Frequente VentoY 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				5	0.200	±		
33	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		

5.5.4 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire vengono riportate le immagini della nomenclatura degli elementi bidimensionali a “guscio”.

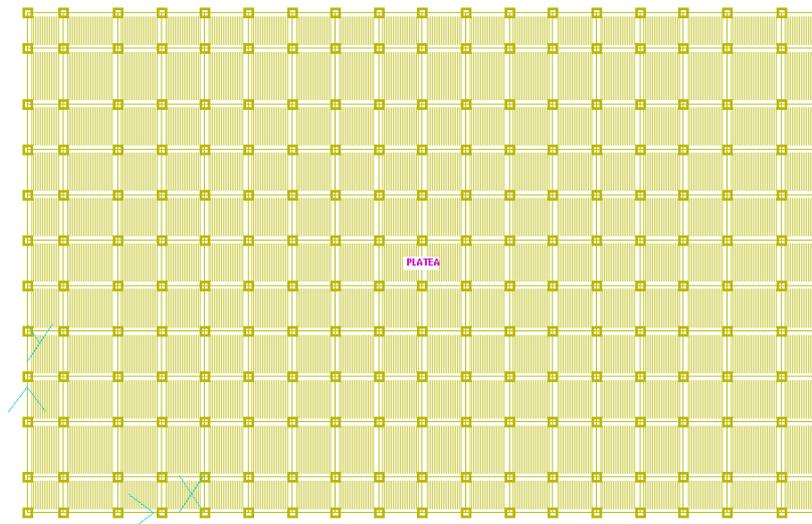


Figura 50 – Nomenclatura macrogusci

5.5.4.1 Platea di fondazione – Verifica a SLU

La platea di fondazione è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati “gusci” su suolo alla Winkler e valutando l’interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell’armatura nelle platee di fondazione:

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

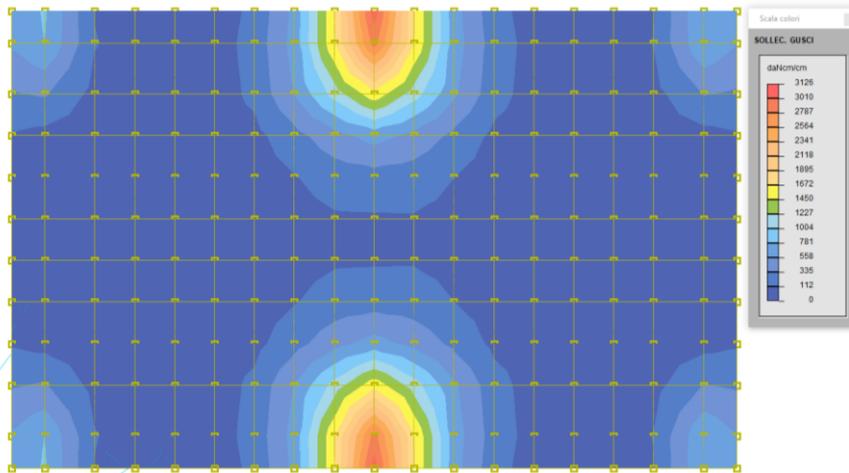


Figura 51 – Sforzi di Wood Mx inferiori – PLATEA

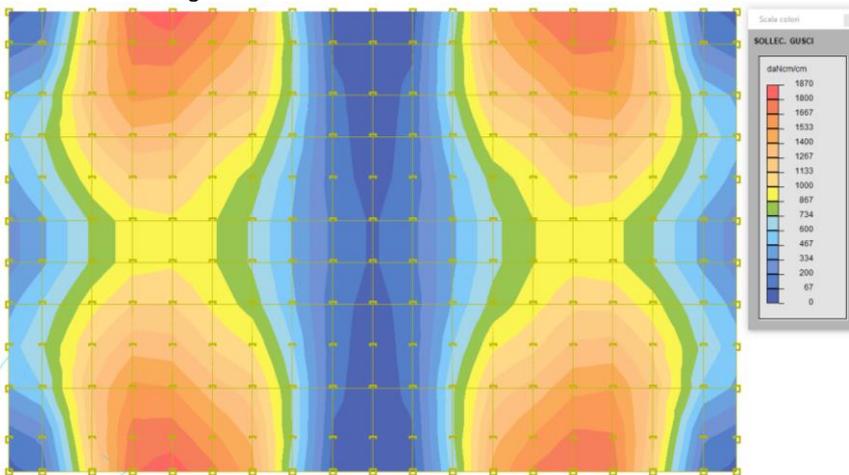


Figura 52 – Sforzi di Wood Mx superiori – PLATEA

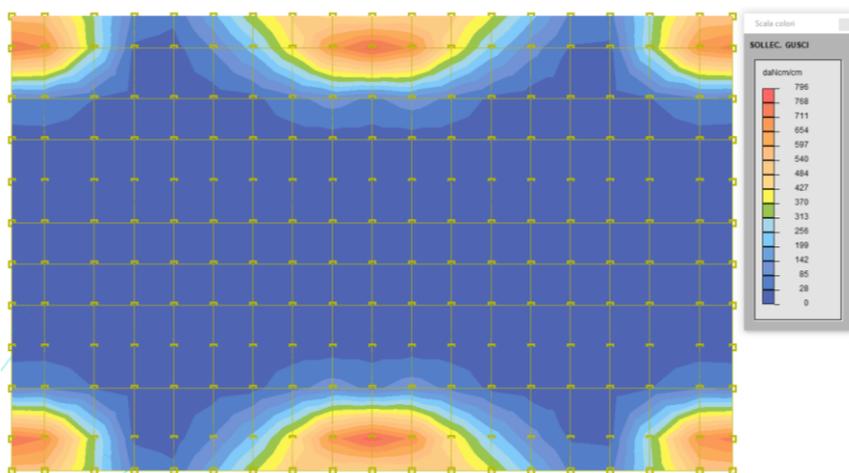


Figura 53 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

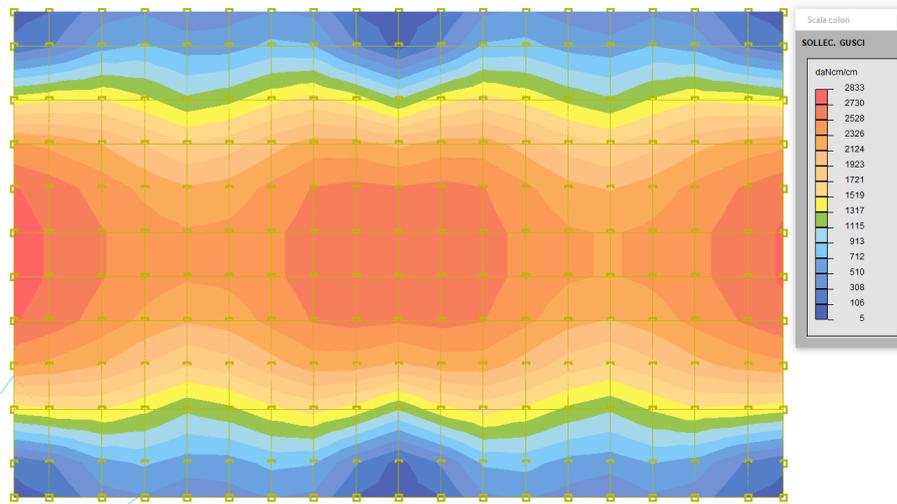


Figura 54 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA

La platea di fondazione dei cabinati SME 1 e SME 2 è armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura inferiore e superiore pari ad 1ø12/200 mm e pertanto si verifica la sezione considerando un'altezza di 40 cm ed una larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 3126$ daNm:

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5.65	4
			2	5.65	36

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 80.26 kN m

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 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 38.13 ‰
d 36 cm
x 3.027 x/d 0.08408
 δ 0.7

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

Risulta $M_{Rd} = 8026$ daNm > $M_{Ed} = 3126$ daNm VERIFICATO

5.6 FONDAZIONI AEROTERMI PER RAFFREDDAMENTO OLIO TURBINA A GAS

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica dei basamenti per l'alloggiamento degli aerotermi per il raffreddamento dell'olio della turbina a gas. Poiché i due basamenti presentano le medesime dimensioni e caratteristiche, di seguito verrà analizzato un solo modello valido per entrambi i basamenti.

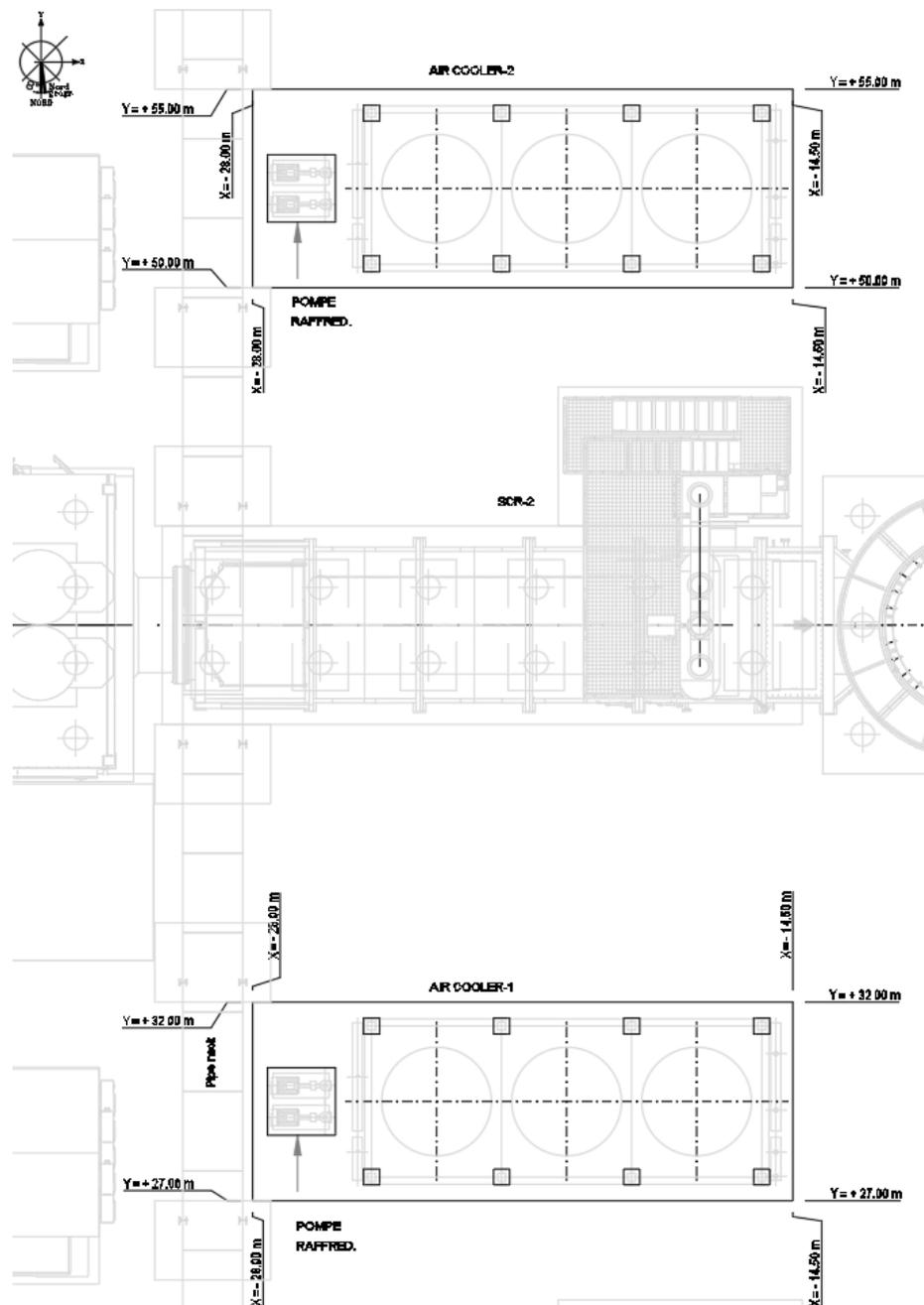


Figura 56 – Ubicazione delle fondazioni degli aerotermi

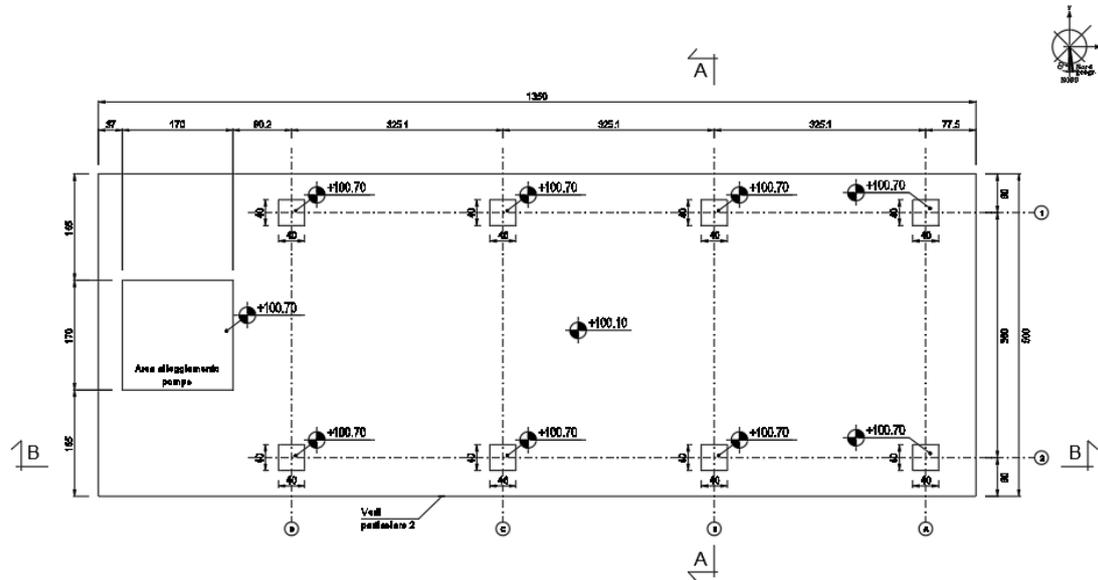


Figura 57 – Geometria della fondazione

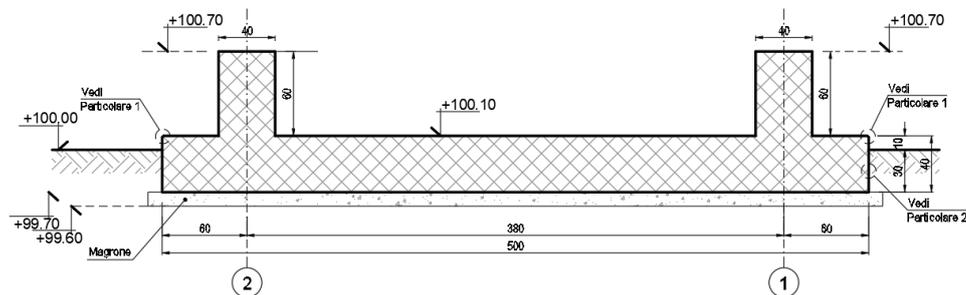


Figura 58 – Sezione A-A della fondazione

5.6.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica della fondazione in c.a. degli aerotermini è stato utilizzato un modello ad elementi finiti.

Il singolo basamento ha forma rettangolare e presenta dimensioni massime in pianta pari a 13.50x5.00 m. La platea di fondazione ha spessore pari a 40 cm. Le colonne dell'aerotermino poggiano su baggioli in c.a. con sezione 40x40 cm e altezza 60 cm. Al fine di ottenere le sollecitazioni agenti sulla fondazione sono state modellate aste fittizie infinitamente rigide che permettono di trasferire le sollecitazioni dal baricentro dell'aerotermino ai baggioli e quindi alla platea di fondazione. Tali aste fittizie sono collegate fra loro per simulare la rigidità dell'aerotermino.

I baggioli sono stati modellati come elementi "beam" e la platea di fondazione è stata modellata con elementi "guscio" su terreno elastico alla Winkler (coefficiente di Winkler $k_w = 0.68$ daN/cm³ a favore di sicurezza) bloccando i soli spostamenti orizzontali (in x ed in y).

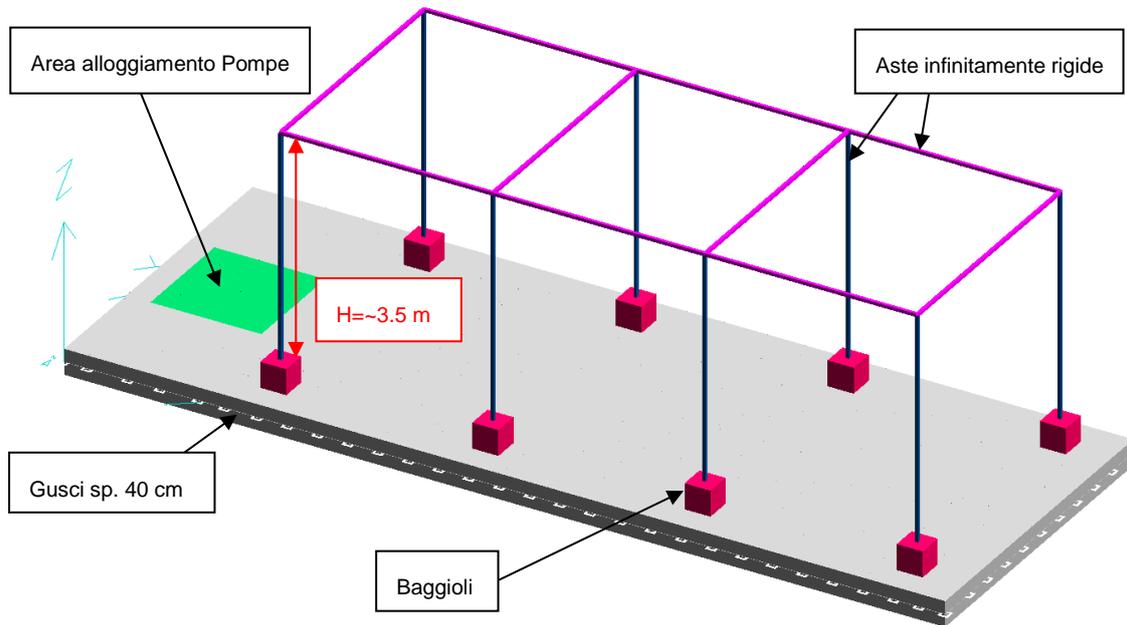


Figura 59 – Modello agli elementi finiti

5.6.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.6.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$ e dell'acciaio pari a $\gamma_S = 7850 \text{ daN/m}^3$.

5.6.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Carichi dovuti al peso proprio dell'aeroterma e carichi operativi, suddivisi per colonne in base ai dati forniti dal fornitore:

Colonne laterali $P_A = 1383 \text{ daN} + 522 \text{ daN} = 1905 \text{ daN}$

Colonne centrali $P_{B,C} = 2756 \text{ daN} + 204 \text{ daN} = 2960 \text{ daN}$

Colonne lato pompe $P_D = 1383 \text{ daN} + 147 \text{ daN} = 1530 \text{ daN}$

Tale carico è stato applicato come forza agente verticalmente su ciascuna asta fittizia infinitamente rigida posta sui baggioli;

- Peso proprio delle pompe ($P_p = 300 \text{ daN}$) e peso proprio del basamento delle pompe considerato come carico uniformemente distribuito:

$$Q_P = (300 \times 2 / (1,70 \times 1,70)) + 1500 = 210 + 1500 = 1710 \text{ daN/m}^2$$

5.6.2.3 Neve

Non si considera il carico neve poiché di entità irrisoria rispetto ai carichi verticali agenti sulla struttura.



5.6.2.4 Variabile ambienti industriali

Si considera un carico variabile per ambienti industriali applicato sulla platea di fondazione come carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = 400 \text{ daN/m}^2$$

5.6.2.5 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Per il calcolo di q_r e c_d si rimanda al paragrafo 5.1.2.6. di questa relazione.

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10$ m, $z_{min} = 5.00$ m.

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{min} = 5.00$ m, quota maggiore della massima raggiunta dall'aerotermo e pari a $z = 3.5$ m:

$$c_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

Coefficiente di pressione

$$c_{pe} = 0.8$$

Coefficiente di pressione interna

$$c_{pi} = +0.2$$

Pressioni del vento

La pressione del vento assume il seguente valore ed è applicato come forza concentrata in nel baricentro dell'aerotermo:

$$\text{Vento X: } p = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.8+0.2) \cdot 1.0 = 668 \text{ N/m}^2 = 66.8 \text{ daN/m}^2$$

Tale pressione del vento applicato sulla superficie dell'aerotermo di 4mx1.7m produce una forza in direzione X pari a: $F_x = 460$ daN; tale forza è stata ripartita tra le 2 aste di testa dell'aerotermo: $F_x/2 = 230$ daN

$$\text{Vento Y: } p = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.8+0.2) \cdot 1.0 = 668 \text{ N/m}^2 = 66.8 \text{ daN/m}^2$$

Tale pressione del vento applicato sulla superficie dell'aerotermo di 10.5mx1.7m produce una forza in direzione Y pari a: $F_y=1202$ daN; tale forza è stata ripartita tra le aste di testa dell'aerotermo $F_y/6 = 200.33$ daN e le 2 aste centrali $F_y/3 = 400.67$ daN.

5.6.2.6 Azioni sismiche

ANALISI DINAMICA

lavoro : \AIRC02

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

combinazione quadratica completa (CQC)



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

DATI PROGETTO

Edificio sito in località Ferrara (long. 11.596 lat. 44.859000)

Categoria del suolo di fondazione = D

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.745$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.745$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 2.0

Periodo di riferimento VR = 100.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 949

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 1.704 [g/10]

Fo 2.561

TC* 0.280

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.558

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	69420.0
2.	1.000	23045.0
3.	0.800	21600.0

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.162331	0.000	94.617	0.000	0.206							
2	0.133487	96.056	0.000	0.000								
----- MASSA TOTALE		96.056	94.617	0.000								



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.6.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Schede condizioni

Nuova scheda						Modifica scheda	Duplica scheda	Elimina scheda
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced			
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio	1	298	Peso proprio	Altro ...			
<input type="radio"/> 002)	Permanente	1	20	Permanente	Altro ...			
<input type="radio"/> 003)	Var_Ambienti_End	1	290	E2:Ambienti Industriali	Altro ...			
<input type="radio"/> 004)	Vento_X	1	2	Vento X	Vento X			
<input type="radio"/> 005)	Vento_Y	1	4	Vento Y	Vento Y			
<input type="radio"/> 006)	Sisma_X	1	16	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...			
<input type="radio"/> 007)	Sisma_Y	1	16	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...			
<input type="radio"/> 008)	Torcente_add_X	1	16	Torcente addiz X SLU	Altro ...			
<input type="radio"/> 009)	Torcente_add_Y	1	16	Torcente addiz Y SLU	Altro ...			

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU Max Var	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
2	SLU VENTOX 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.900	±		
3	SLU VENTOY 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	0.900	±		
4	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
5	SLU VENTOY 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	1.500	±		
6	SISMAX SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
7	SISMAY SLU	nessuna	somma	7	1.000	±		
				9	1.000	±		
8	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	6	1.000
				2	1.000	+	7	0.300
				3	0.800	+		
9	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	7	1.000
				2	1.000	+	6	0.300
				3	0.800	+		
10	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	6	0.604
				2	1.000	+	7	0.181
				3	0.800	+		
11	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	7	0.604
				2	1.000	+	6	0.181
				3	0.800	+		

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

12	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	6	1.100
				2	1.000	+	7	0.330
				3	0.800	+		
13	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	7	1.100
				2	1.000	+	6	0.330
				3	0.800	+		
14	SLUGeo Max Var	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
15	SLUGeo VENTOX 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	0.780	±		
16	SLUGeo VENTOX 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				5	0.780	±		
17	SLUGeo VENTOX 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	±		
18	SLUGeo VENTOX 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				5	1.300	±		
19	SLUEqu Max Var	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
20	SLUEqu VENTOX 1	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.900	±		
21	SLUEqu VENTOX 1	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	0.900	±		
22	SLUEqu VENTOX 3	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
23	SLUEqu VENTOX 3	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	1.500	±		
24	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
25	Rara VentoX 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.600	±		
26	Rara VentoY 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	0.600	±		
27	Rara VentoX 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	±		
28	Rara VentoY 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	1.000	±		
29	Frequente 1	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

				3	0.900	+		
30	Frequente 2	Freq.	somma	1 2 3	1.000 1.000 0.800	+		
31	Frequente VentoX 3	Freq.	somma	1 2 3 4	1.000 1.000 0.800 0.200	+		
32	Frequente VentoY 3	Freq.	somma	1 2 3 5	1.000 1.000 0.800 0.200	+		
33	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1 2 3	1.000 1.000 0.800	+		

5.6.4 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire vengono riportate le immagini della nomenclatura degli elementi bidimensionali a “guscio”.

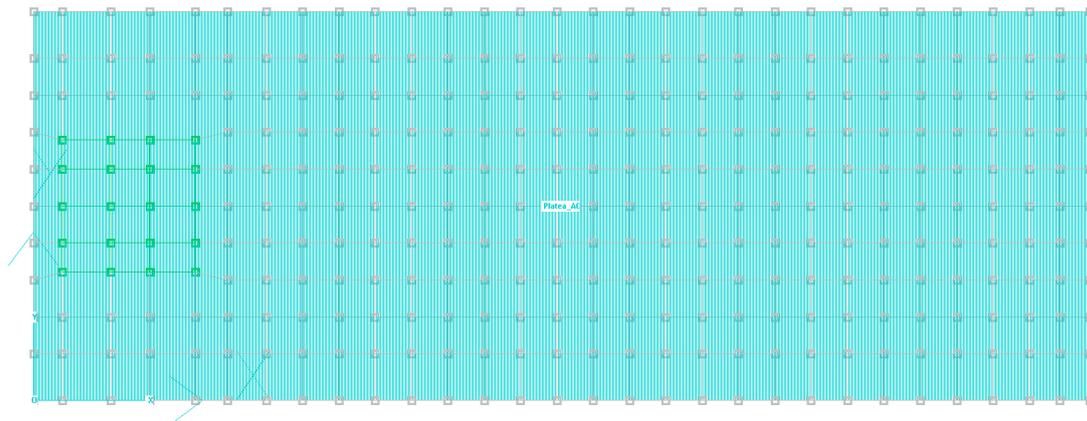


Figura 60 – Nomenclatura macrogusci

5.6.4.1 Platea di fondazione – Verifica a SLU

La platea di fondazione è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati “gusci” su suolo alla Winkler e valutando l’interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell’armatura nelle platee di fondazione:

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

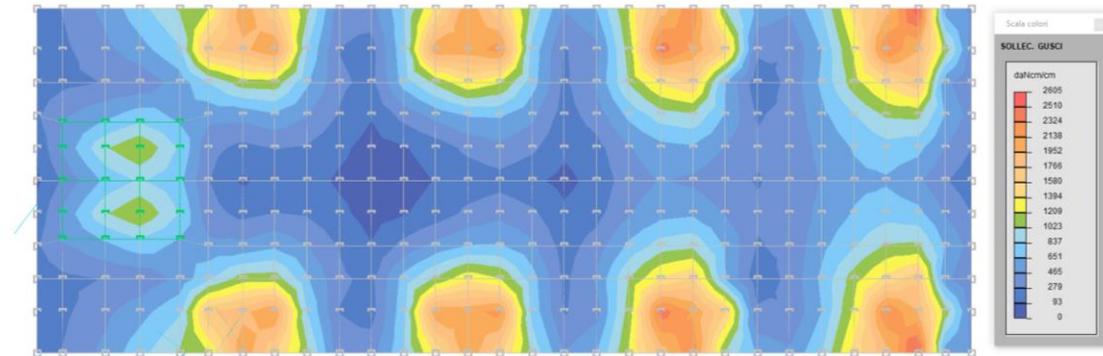


Figura 61 – Sforzi di Wood Mx inferiori – PLATEA

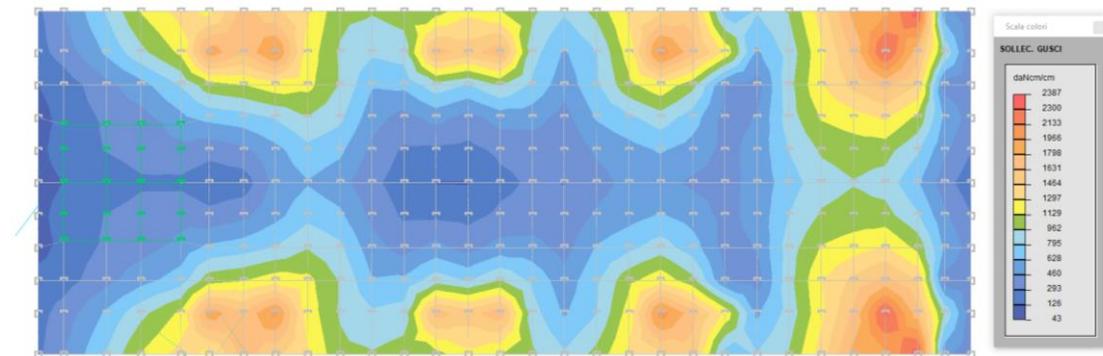


Figura 62 – Sforzi di Wood Mx superiori – PLATEA

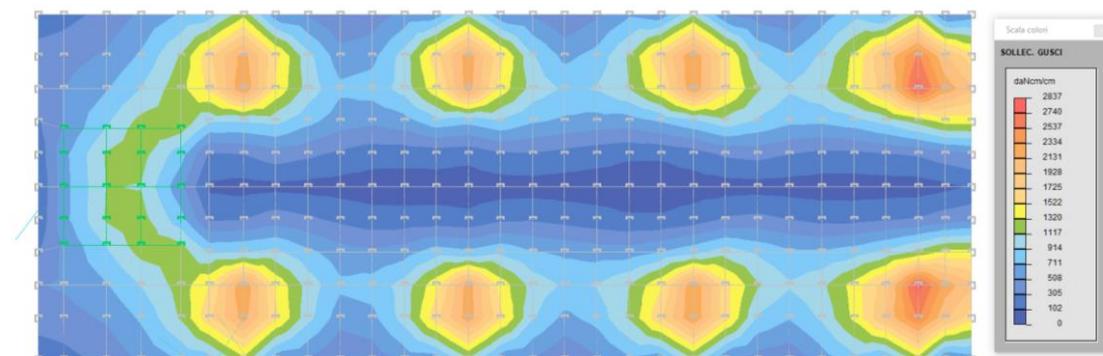


Figura 63 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

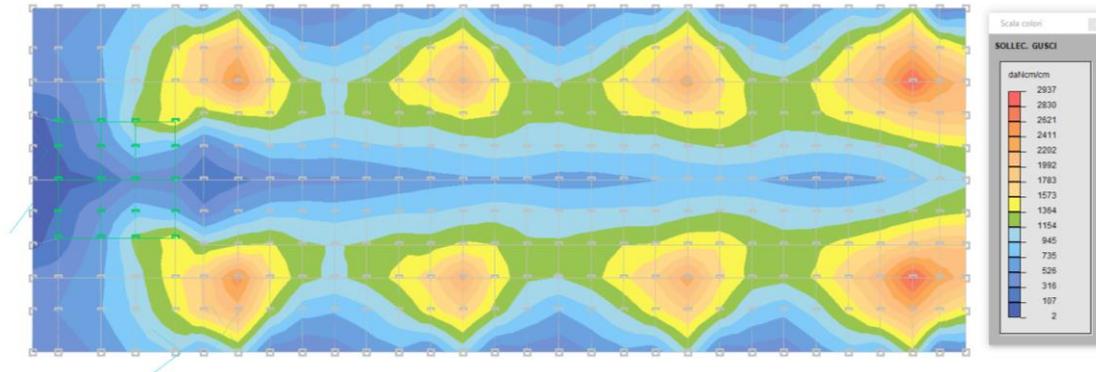


Figura 64 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA

La platea di fondazione è armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura inferiore e superiore pari ad $1\phi 12/200$ mm e pertanto si verifica la sezione considerando un'altezza 40 cm ed una larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 2937$ daNm:

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

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

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5.65	4
			2	5.65	36

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

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

E_{su} 67.5 ‰	E_{c2} 2 ‰	σ_c -14.17 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	E_{cu} 3.5 ‰	σ_s 391.3 N/mm ²
E_s 200'000 N/mm ²	f_{cd} 14.17	ϵ_c 3.5 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	ϵ_s 38.13 ‰
E_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75	d 36 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6	x 3.027 x/d 0.08408
	τ_{c1} 1.829	δ 0.7

M_{xRd} 80.26 kN m

Risulta $M_{Rd} = 8026$ daNm $>$ $M_{Ed} = 2937$ daNm VERIFICATO

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Verifica a taglio

Di seguito si riportano gli involuipi di diagramma di taglio sollecitante del basamento:

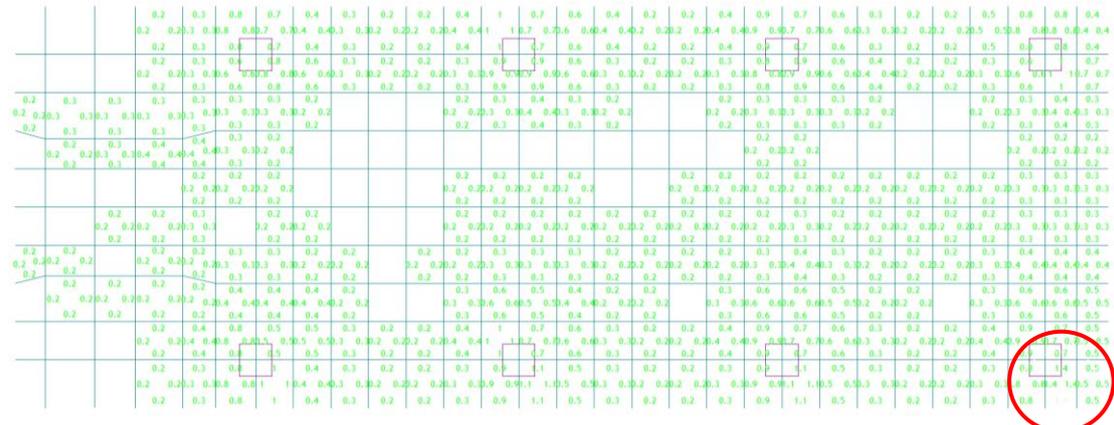


Figura 65 – Diagramma di taglio

Si riporta la verifica a taglio del basamento:

$$V_{sd} = v_{sd} \cdot s = 1.4 \cdot 40 = 56 \text{ daN/cm} = 56 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b \cdot \text{dutile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b \cdot \text{dutile})$$

dove:

b=1000 mm (lunghezza unitaria)

d = 360 mm (altezza utile)

$$k = 1 + (200 / \text{dutile})^{1/2} = 1.74; \quad \rho_l = A_{sl} / (b \cdot w \cdot d) = 0.0016$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 144.6 \text{ kN/m} > V_{sd} = 56 \text{ kN/m (verificato)}$$

$$V_{Rd} = 119.3 \text{ kN/m} > V_{sd} = 56 \text{ kN/m (verificato)}$$

5.6.4.2 Platea di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.7 CARPENTERIA METALLICA E FONDAZIONE CONDOTTO SBARRE

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica delle fondazioni e delle sovrastrutture in carpenteria metallica del condotto sbarre a servizio dell'impianto. Poiché i due basamenti e le strutture in carpenteria metallica presentano le medesime dimensioni e caratteristiche, di seguito verrà analizzato un solo modello valido per entrambi i basamenti e le strutture.

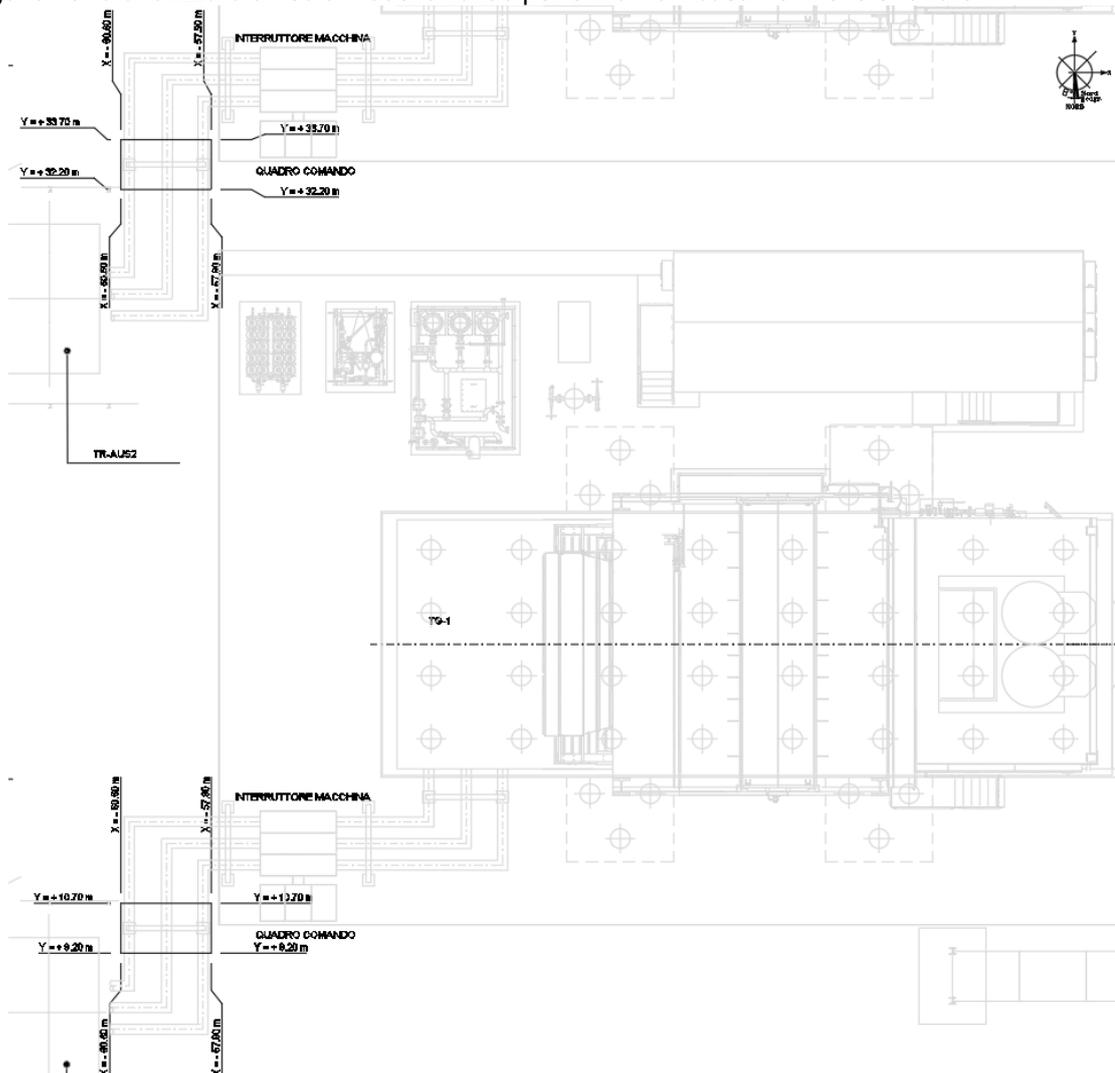


Figura 66 – Ubicazione delle fondazioni condotto sbarre

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

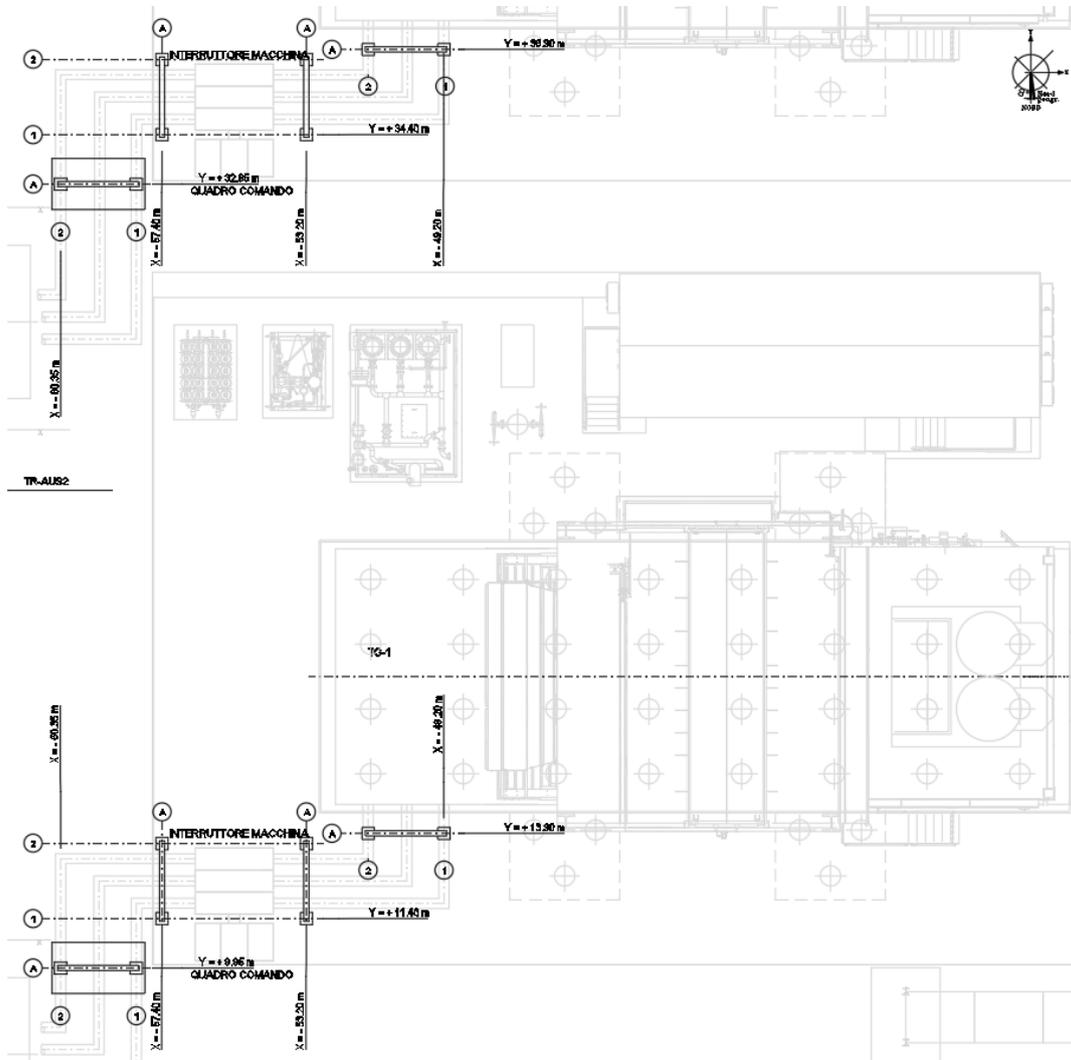


Figura 67 – Ubicazione delle strutture in carpenteria metallica

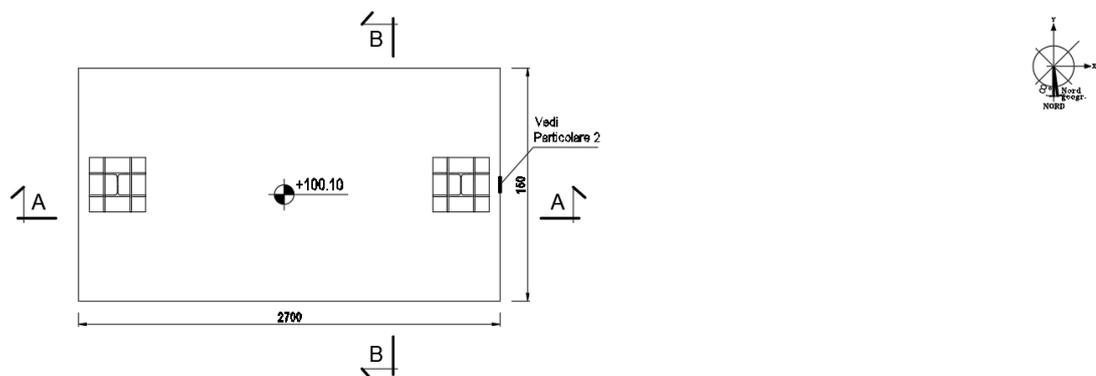


Figura 68 – Geometria della fondazione

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

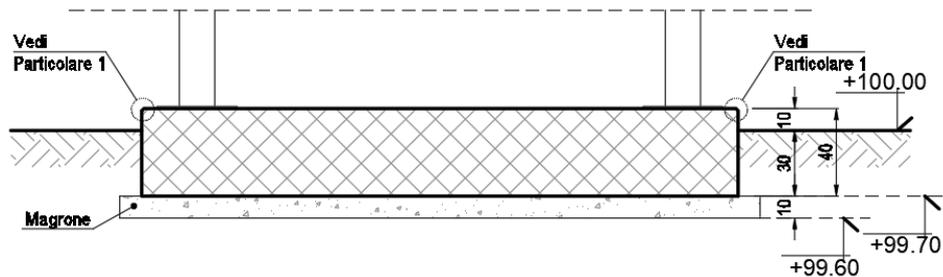


Figura 69 – Sezione della fondazione

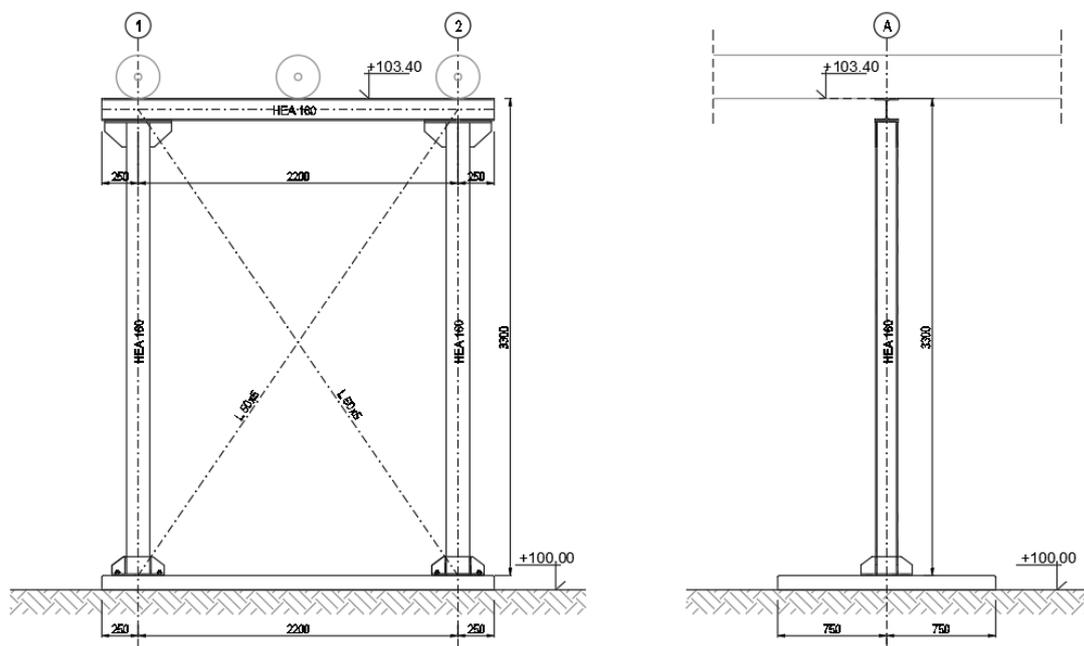


Figura 70 – Carpenteria metallica condotta sbarre

5.7.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica delle sovrastrutture in carpenteria metallica e delle fondazioni in c.a. costituenti la struttura è stato utilizzato un unico modello di calcolo.

La struttura è caratterizzata da portali singoli in carpenteria metallica e da basamenti isolati di medesime dimensioni.

In particolare, per quanto riguarda la struttura in carpenteria metallica si hanno due colonne HEA 160 a distanza 2,20 m e un traverso HEA 150 con estradosso a quota +3.40. Sono presenti inoltre dei controventi diagonali L50x5 mm.

La fondazione è costituita da plinti di dimensioni in pianta massime di 2.70x1.50 m e spessore 40 cm.

Le sovrastrutture in carpenteria metallica sono state modellate agli elementi finiti con elementi "beam" di sezione reale ed opportunamente vincolati agli estremi.

Le fondazioni sono state modellate con elementi “guscio” su terreno elastico alla Winkler (coefficiente di Winkler $k_w = 0.68 \text{ daN/cm}^3$ a favore di sicurezza) bloccando i soli spostamenti orizzontali (in x ed in y).

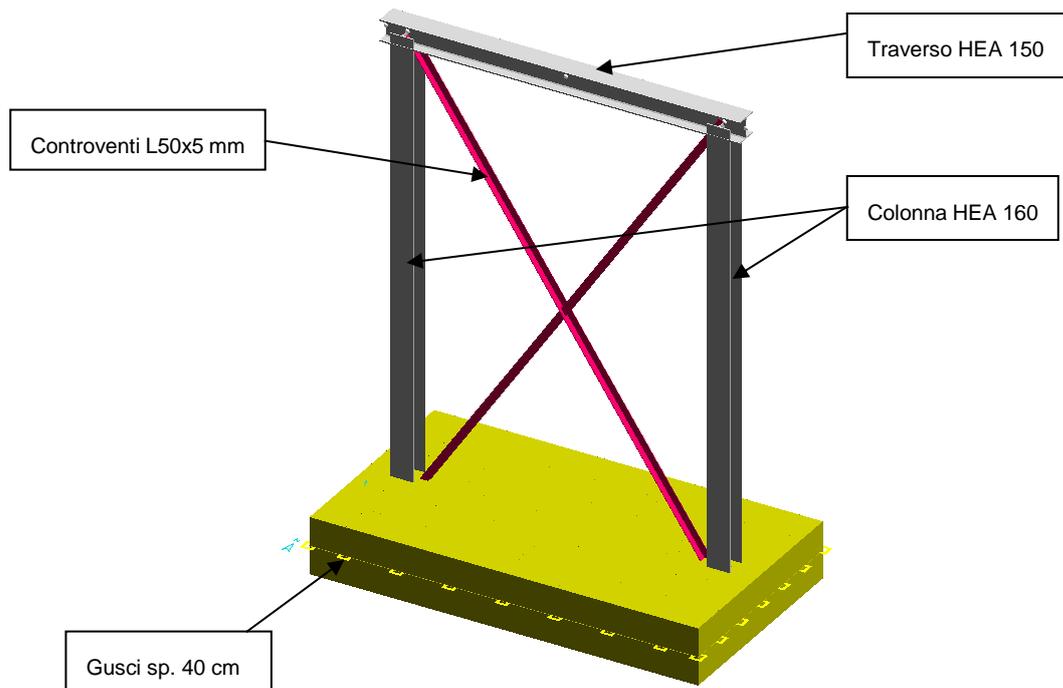


Figura 71 – Modello agli elementi finiti

5.7.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.7.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$ e dell'acciaio pari a $\gamma_S = 7850 \text{ daN/m}^3$.

5.7.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Tubazioni a servizio dell'impianto: $q=200 \text{ daN}$ per ciascuna tubazione

5.7.2.3 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Per il calcolo di q_r e C_d si rimanda al paragrafo 5.1.2.6. di questa relazione



Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10$ m, $z_{min} = 5.00$ m.

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{min} = 5.00$ m:

$$c_e(z) = c_e(z)$$

$$c_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

Coefficiente di pressione

$$c_{pe} = 0.8$$

Coefficiente di pressione interna

$$c_{pi} = +0.2$$

Pressioni del vento

La pressione del vento si considera agente come carico distribuito sulle colonne in direzione X, come forza concentrata considerando la pressione ripartita sulla superficie laterale dei tubi in direzione X e come carico distribuito in direzione Y sulle colonne e sulla traversa:

$$\text{Vento X: } p = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.8+0.2) \cdot 1.0 = 668 \text{ N/m}^2 = 66.8 \text{ daN/m}^2$$

$$- q_{x,pil} = 10 \text{ daN/m}$$

$$- F_{x,tubo} = 132.26 \text{ daN}$$

$$\text{Vento Y: } p = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.8+0.2) \cdot 1.0 = 668 \text{ N/m}^2 = 66.8 \text{ daN/m}^2$$

$$- q_{y,pil} = 11 \text{ daN/m}$$

$$- q_{y,trav} = 10 \text{ daN/m}$$

5.7.2.4 Azioni sismiche

ANALISI DINAMICA

lavoro : \CONSB1

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località FERRARA (long. 11.596 lat. 44.859000)

Categoria del suolo di fondazione = D

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.745$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.745$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 2.0

Periodo di riferimento VR = 100.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 949

Coeff. di smorzamento viscoso = 3.0



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Valori risultanti per :

ag 1.704 [g/10]

Fo 2.561

TC* 0.280

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.624

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	1657.1
2.	1.000	600.0

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.316663	0.000	99.994	0.000	0.041	0.010						
2	0.197756	0.000	0.000	0.000	0.046							
3	0.126692	100.000	0.000	0.000								
MASSA TOTALE		100.000	99.994	0.000								



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced		
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_CM	1	24	Peso proprio	Altro ...		
<input type="radio"/> 002)	Permanente_CM	1	3	Permanente	Altro ...		
<input type="radio"/> 003)	A:Var_Amblnd	1	0	E2:Ambienti Industriali	Var.magaz,arch,scale		
<input type="radio"/> 004)	Neve_(<1000m_slm)___	1	0	Neve (<1000m slm)	Altro ...		
<input type="radio"/> 005)	Vento_X	1	5	Vento X	Vento X		
<input type="radio"/> 006)	Vento_Y	1	6	Vento Y	Vento Y		
<input type="radio"/> 007)	Temperatura	1	0	Variazioni Termiche	Altro ...		
<input type="radio"/> 008)	Manutenzione	1	0	H1:Cop,Sottot sola manut	Carichi copertura		
<input type="radio"/> 009)	Sisma_X	1	5	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 010)	Sisma_Y	1	5	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 011)	Torcente_add_X	1	0	Torcente addiz X SLU	Altro ...		
<input type="radio"/> 012)	Torcente_add_Y	1	5	Torcente addiz Y SLU	Altro ...		

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU Max Var	S.L.U.	somma	1 2	1.300 1.500	+ +		
2	SLU Max Neve	S.L.U.	somma	1 2	1.300 1.500	+ +		
3	SLU VENTOX 1	S.L.U.	somma	1 2 5	1.300 1.500 0.900	+ + ±		
4	SLU VENTOY 1	S.L.U.	somma	1 2 6	1.300 1.500 0.900	+ + ±		
5	SLU VENTOX 2	S.L.U.	somma	1 2 5	1.300 1.500 0.900	+ + ±		
6	SLU VENTOY 2	S.L.U.	somma	1 2 6	1.300 1.500 0.900	+ + ±		
7	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1 2 5	1.300 1.500 1.500	+ + ±		
8	SLU VENTOY 3	S.L.U.	somma	1 2 6	1.300 1.500 1.500	+ + ±		
9	SISMAX SLU	nessuna	somma	9 11	1.000 1.000	± ±		
10	SISMAY SLU	nessuna	somma	10 12	1.000 1.000	± ±		
11	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1 2	1.000 1.000	+ +	9 10	1.000 0.300
12	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1 2	1.000 1.000	+ +	10 9	1.000 0.300
13	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1 2	1.000 1.000	+ +	9 10	0.675 0.203
14	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	10	0.675



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

				2	1.000	+	9	0.203
15	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1 2	1.000 1.000	+	9 10	1.100 0.330
16	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1 2	1.000 1.000	+	10 9	1.100 0.330
17	SLUGeo Max Var	SLU_GEO	somma	1 2	1.000 1.300	+		
18	SLUGeo Max Neve	SLU_GEO	somma	1 2	1.000 1.300	+		
19	SLUGeo VENTOX 1	SLU_GEO	somma	1 2 5	1.000 1.300 0.780	+		
20	SLUGeo VENTYOY 1	SLU_GEO	somma	1 2 6	1.000 1.300 0.780	+		
21	SLUGeo VENTOX 2	SLU_GEO	somma	1 2 5	1.000 1.300 0.780	+		
22	SLUGeo VENTYOY 2	Sp.Sismici	somma	1 2 6	1.000 1.300 0.780	+		
23	SLUGeo VENTOX 3	S.L.Danno	somma	1 2 5	1.000 1.300 1.300	+		
24	SLUGeo VENTYOY 3	SLU_GEO	somma	1 2 6	1.000 1.300 1.300	+		
25	Rara	Rara	somma	1 2	1.000 1.000	+		
26	Rara ventox 1	Rara	somma	1 2 5	1.000 1.000 0.600	+		
27	Rara ventoy 1	Rara	somma	1 2 6	1.000 1.000 0.600	+		
28	Rara ventox 2	Rara	somma	1 2 5	1.000 1.000 0.600	+		
29	Rara ventoy 2	Rara	somma	1 2 6	1.000 1.000 0.600	+		
30	Rara ventox 3	Rara	somma	1 2 5	1.000 1.000 1.000	+		
31	Rara ventoy 3	Rara	somma	1 2 6	1.000 1.000 1.000	+		
32	Frequente 1	Freq.	somma	1 2	1.000 1.000	+		
33	Frequente 2	Freq.	somma	1 2	1.000 1.000	+		
34	Frequente ventox 3	Freq.	somma	1 2 5	1.000 1.000 0.200	+		
35	Frequente ventoy 3	Freq.	somma	1 2 6	1.000 1.000 0.200	+		
36	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1 2	1.000 1.000	+		

5.7.3 STRUTTURE IN ELEVAZIONE IN CARPENTERIA METALLICA

A seguire vengono riportate le immagini della numerazione delle aste metalliche.

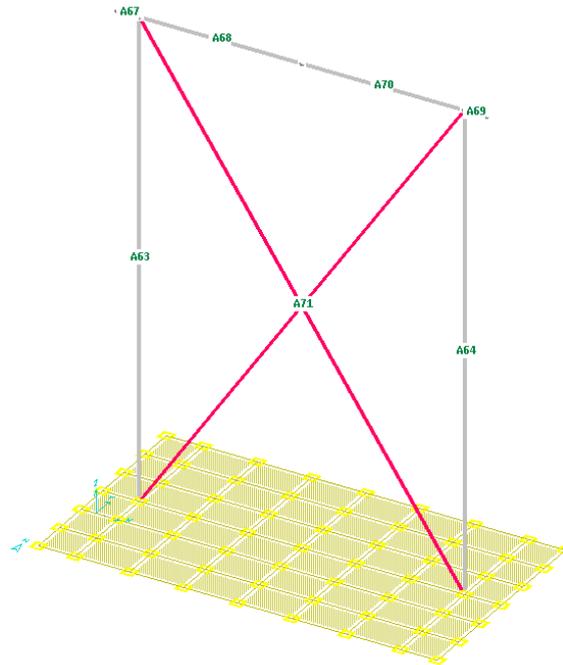


Figura 72 – Condotto sbarre – Numerazione aste metalliche

5.7.3.1 Verifica strutturale aste in acciaio

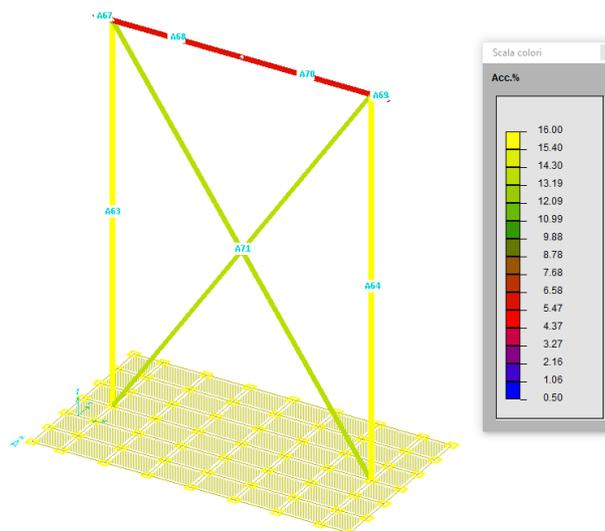


Figura 73 – Condotto Sbarre - Tassi di sfruttamento aste in acciaio

Dall'analisi del diagramma dei massimi tassi di sfruttamento delle aste di acciaio risulta che il valore massimo è pari a 16.00 %, inferiore al 100%.

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

VERIFICA ASTE IN ACCIAIO
 RIASSUNTO DELLE ASTE VERIFICATE CON L'ULTIMO CALCOLO EFFETTUATO

Rapporti di tensioni:

asta	sez	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %	
63	1	P_HEA160_S001	3	16	16	11	16	Si
64	1	P_HEA160_S001	3	16	16	11	16	Si
67	1	P_HEA160_S001	1	1	1	1	1	Si
68	1	P_HEA160_S001	2	7	7	5	7	Si
69	1	P_HEA160_S001	1	1	1	1	1	Si
70	1	P_HEA160_S001	2	7	7	5	7	Si
71	2	P_LU50x5_S002	1	14	14	13	14	Si
72	2	P_LU50x5_S002	1	14	14	13	14	Si

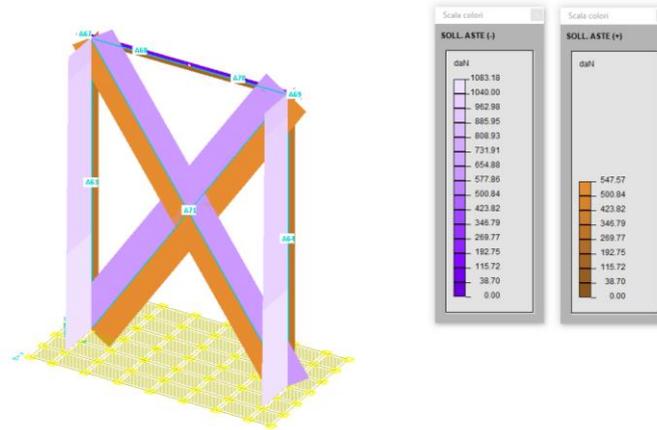


Figura 74 - Condotto Sbarre - Involuppo delle sollecitazioni N in tutti i casi SLU

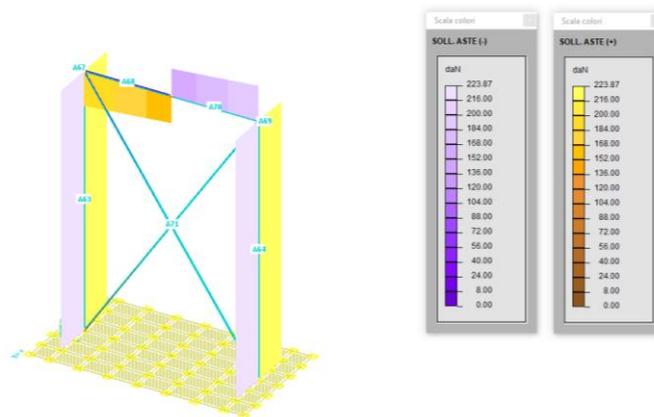


Figura 75 - Condotto Sbarre - Involuppo delle sollecitazioni Ty in tutti i casi SLU

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

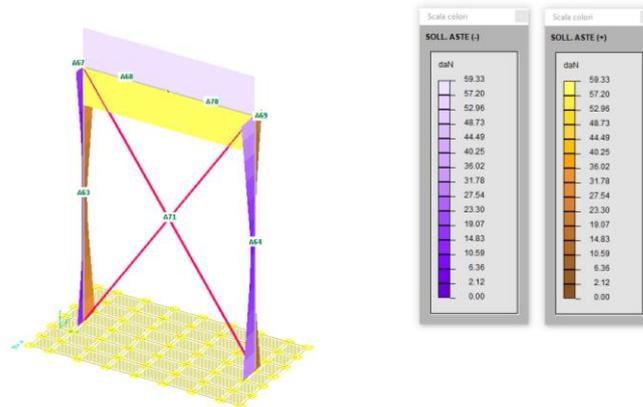


Figura 76 - Condotto Sbarre - Involuppo delle sollecitazioni Tz in tutti i casi SLU

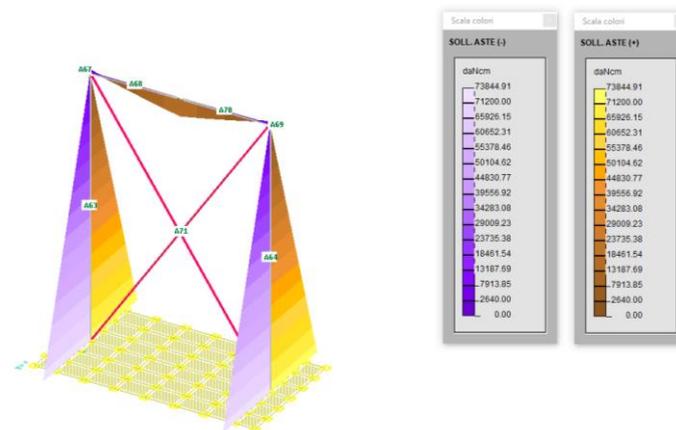
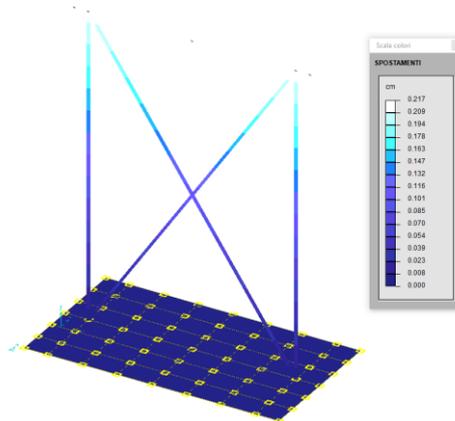


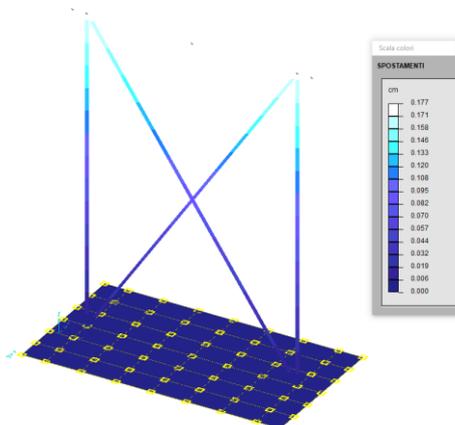
Figura 77 - Condotto Sbarre - Involuppo delle sollecitazioni Mz in tutti i casi SLU

5.7.4 Spostamenti e verifiche agli SLE

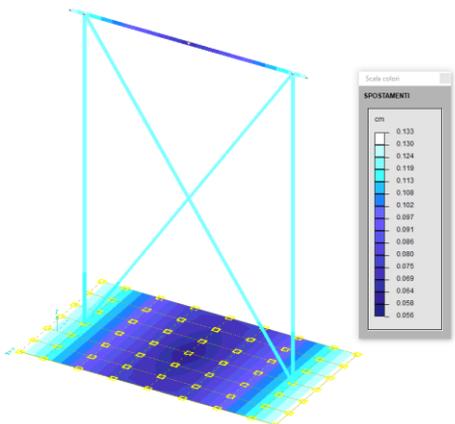
Di seguito si riportano gli involuipi degli spostamenti agli SLE dai quali si evince che sia gli spostamenti orizzontali sia gli spostamenti verticali risultano inferiori ai limiti previsti dalla Normativa vigente.



Spostamento massimo a $Q = +3.30$ m. $s_x = 0.217$ cm $< H/300 = 1.10$ cm



Spostamento massimo a $Q = +3.30$ m. $s_y = 0.197$ cm $< H/300 = 1.10$ cm



Spostamento massimo assoluto per travi di luce di 2.20 m $s_z = 0.10$ cm $< L/250 = 0.88$ cm

5.7.5 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire vengono riportate le immagini della nomenclatura degli elementi bidimensionali a “guscio”.

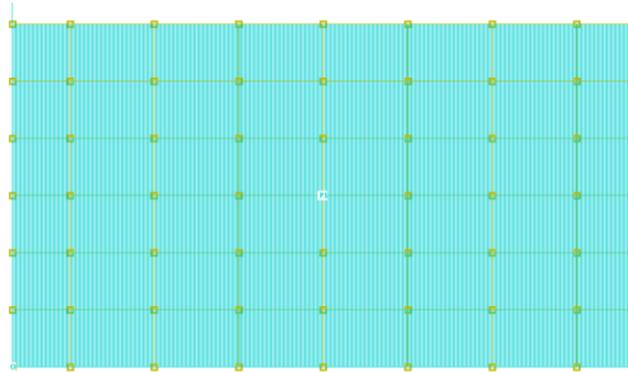


Figura 78 – Nomenclatura macrogusci e vincoli plinto

5.7.5.1 Strutture di fondazione – Verifiche a SLU

Il plinto di fondazione della struttura a sostegno del condotto sbarre è stato studiato mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati “gusci” su suolo alla Winkler e valutando l’interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell’armatura nel plinto di fondazione:

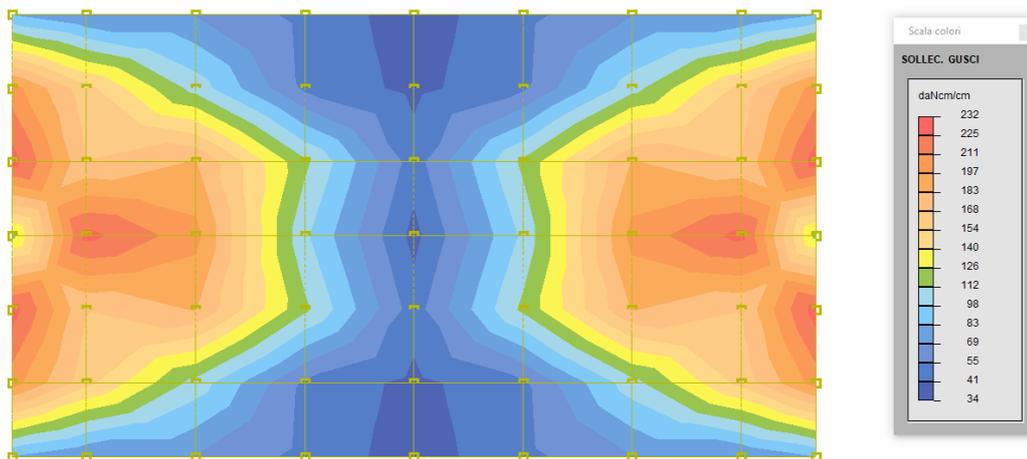


Figura 79 – Sforzi di Wood Mx inferiori – PLINTO

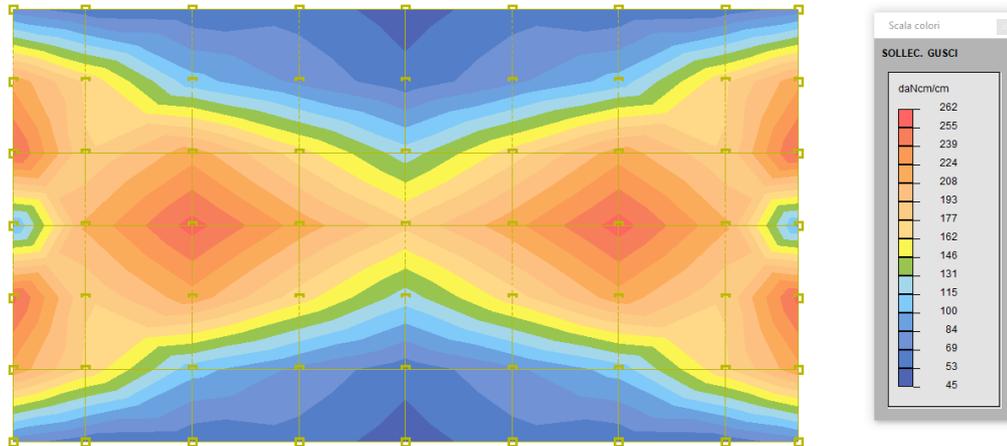


Figura 80 – Sforzi di Wood Mx superiori – PLINTO

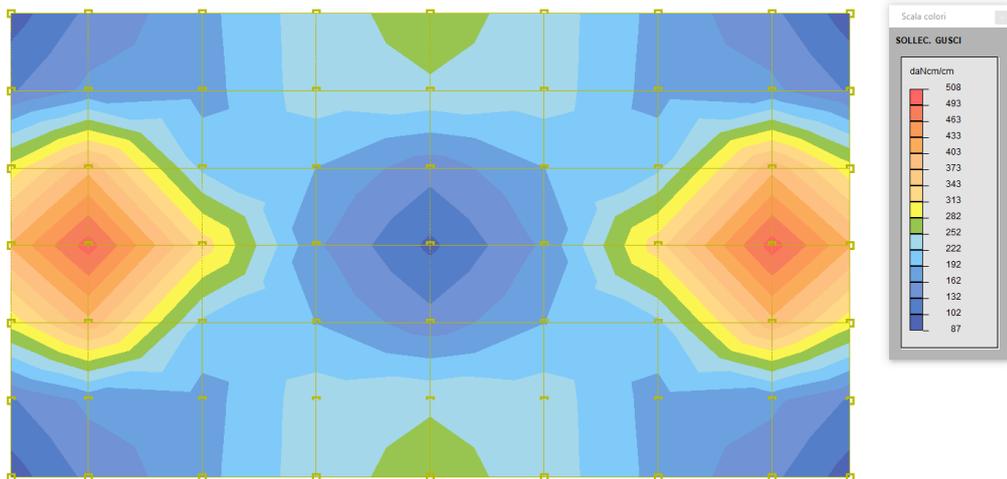


Figura 81 – Sforzi di Wood My inferiori – PLINTO

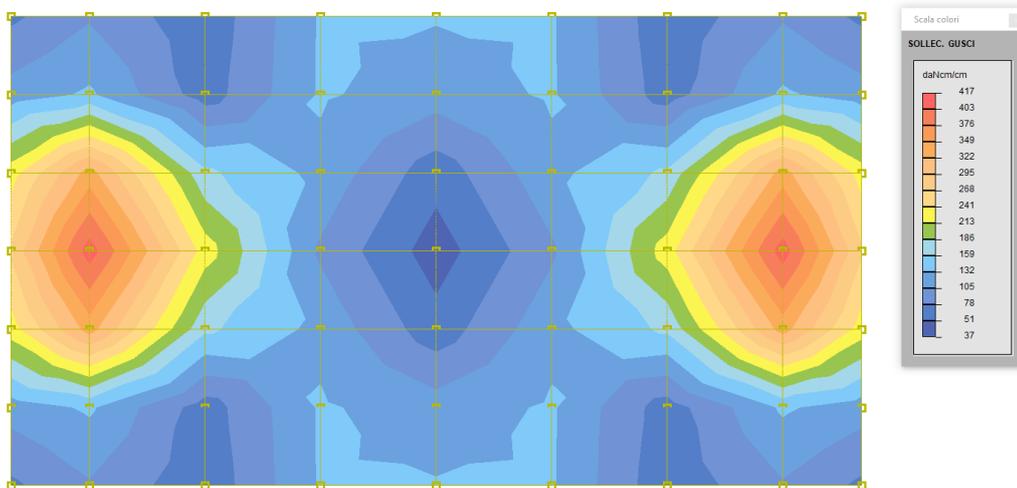
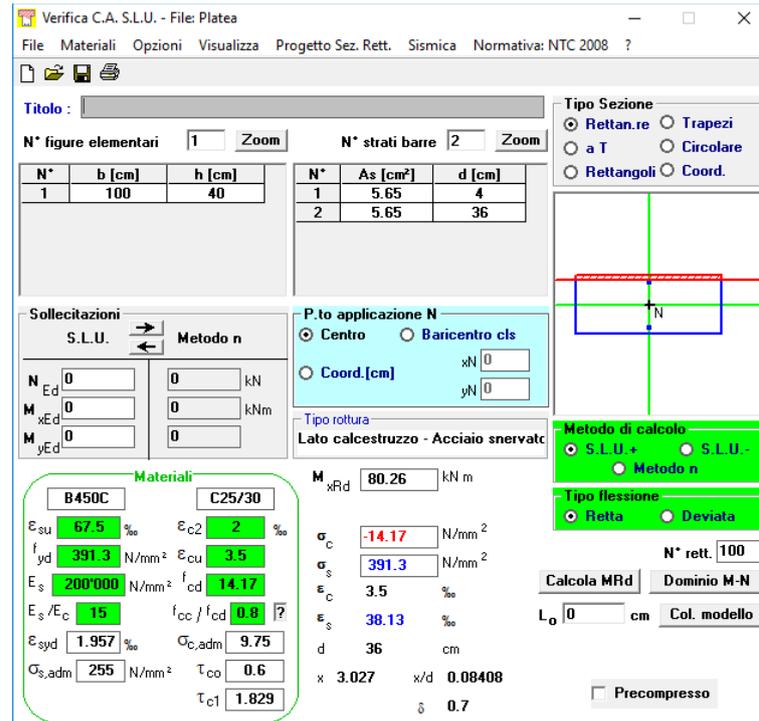


Figura 82 – Sforzi di Wood My superiori – PLINTO

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Il plinto fondazione della struttura a sostegno del condotto sbarre è armato in entrambe le direzioni X e Y, con un'armatura inferiore e superiore pari a $1\phi 12/200$ mm e pertanto si verifica, considerando una sezione di altezza 40 cm e larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 508$ daNm:



Risulta $M_{Rd} = 8026$ daNm $>$ $M_{Ed} = 508$ daNm

VERIFICATO

Verifica a taglio

Di seguito si riportano gli involuipi di diagramma di taglio sollecitante del basamento:

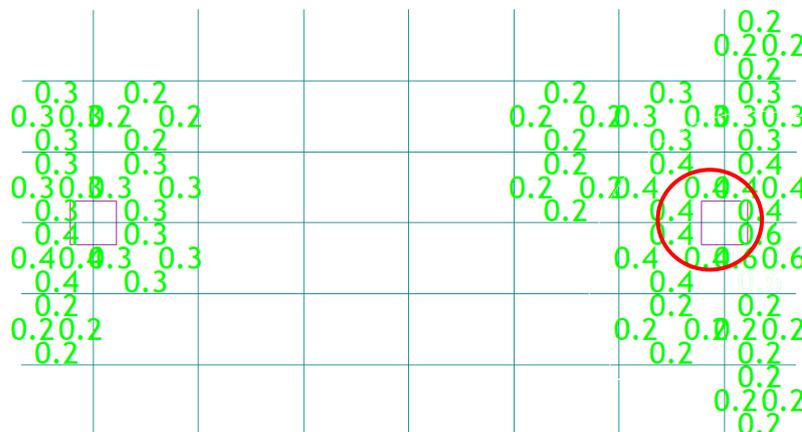


Figura 83 – Diagrammi di taglio

Si riporta la verifica a taglio del basamento:

$$V_{Sd} = v_{Sd} \cdot s = 0.6 \cdot 40 = 24 \text{ daN/cm} = 24 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

dove:

$b = 1000$ mm (lunghezza unitaria)

$d = 360$ mm (altezza utile)

$$k = 1 + (200 / d_{utile})^{1/2} = 1.74;$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.0016$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 144.6 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 24 \text{ kN/m (verificato)}$$

$$V_{Rd} = 119.3 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 24 \text{ kN/m (verificato)}$$

5.7.5.2 Strutture di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.8 CARPENTERIA METALLICA E FONDAZIONE PIPE RACK

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica delle fondazioni e delle sovrastrutture in carpenteria metallica del pipe rack.

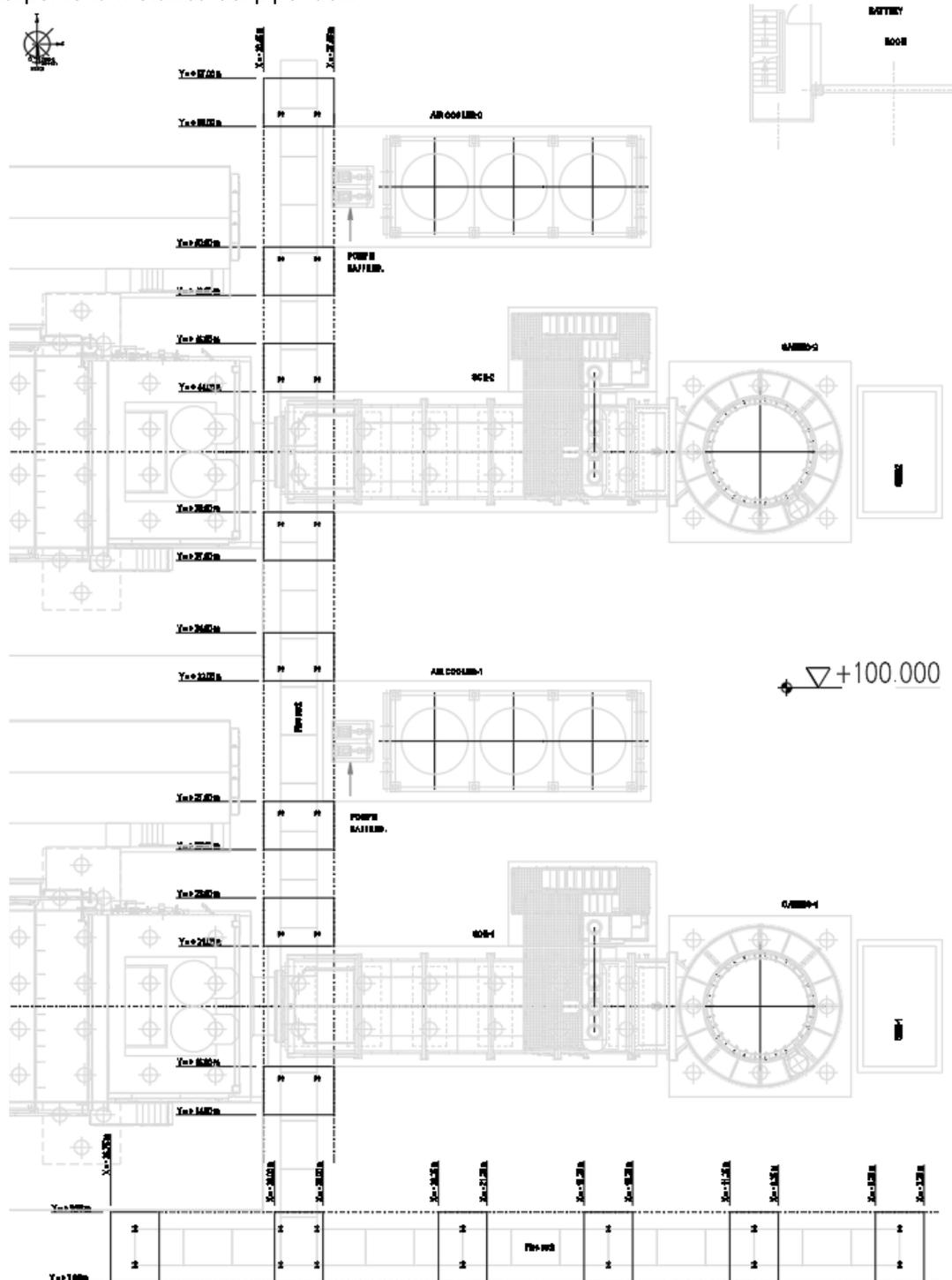


Figura 84 – Ubicazione delle fondazioni e delle strutture in carpenteria metalliche del pipe rack

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

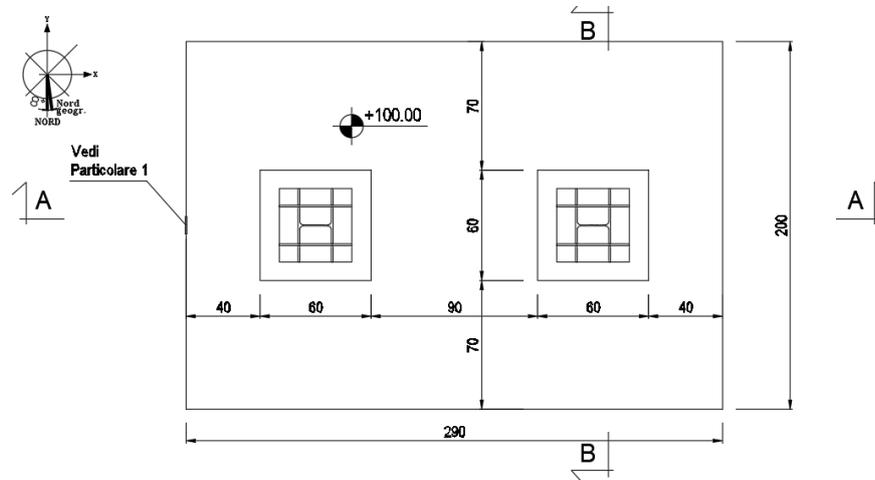


Figura 85 – Geometria della fondazione – Plinto tipo

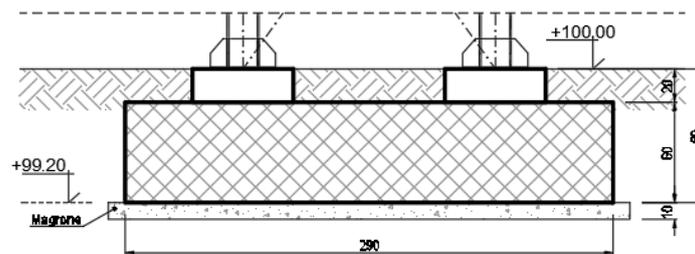


Figura 86 – Sezione A-A della fondazione – Plinto tipo

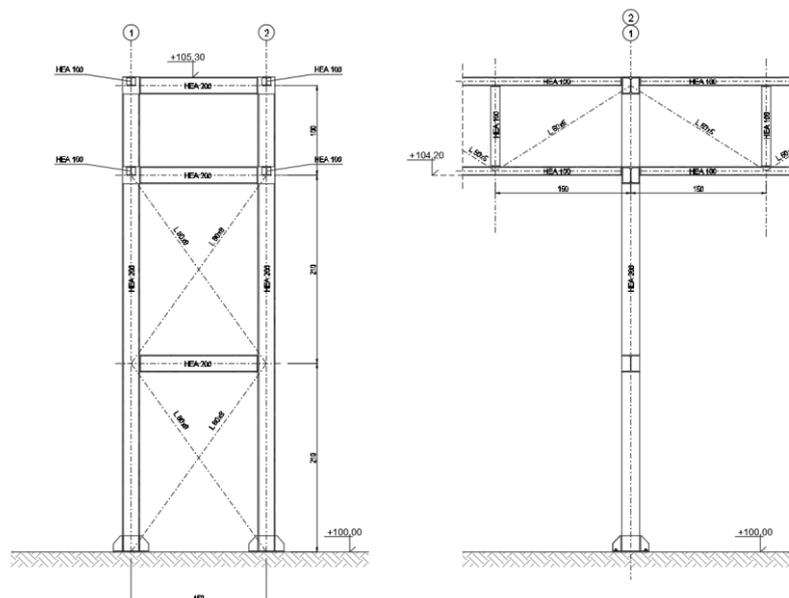


Figura 87 – Carpenteria metallica pipe rack

5.8.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica delle sovrastrutture in carpenteria metallica e delle fondazioni in c.a. costituenti la struttura è stato utilizzato un unico modello di calcolo.

La struttura è caratterizzata da portali singoli in carpenteria metallica e da basamenti isolati di medesime dimensioni.

La struttura del pipe rack è realizzata mediante una trave reticolare in carpenteria metallica di sezione trasversale pari a 1500x1000 mm, di luce pari a 6.00 m e colonne binate HEA 200 con interasse trasversale pari a 1.50 m. La trave reticolare è costituita nei piani verticali da travi di tipo “Mohniè”, con montanti HEA 100 e diagonali in profilo L 50x5 mm, mentre nei piani orizzontali è realizzata da travi di tipo “Neville”, con montanti HEA 100 e diagonali in profilo L 50x5 mm. L'intradosso del corrente inferiore della trave reticolare è posto ad una quota pari a +4.20 m dal piano campagna, mentre l'estradosso del corrente superiore è posto ad una quota pari a +5.20 m dal piano campagna.

Le colonne binate presentano dei controventi a “croce di Sant’Andrea” con profili a L 80x8 mm. La fondazione è costituita da due plinti di dimensioni massime di 2.90x2.00 m e spessore 60 cm.

Le sovrastrutture in carpenteria metallica sono state modellate agli elementi finiti con elementi “beam” di sezione reale ed opportunamente vincolati agli estremi.

Le fondazioni sono state modellate con elementi “guscio” su terreno elastico alla Winkler (coefficiente di Winkler $k_w = 0.68 \text{ daN/cm}^3$ a favore di sicurezza) bloccando i soli spostamenti orizzontali (in x ed in y).

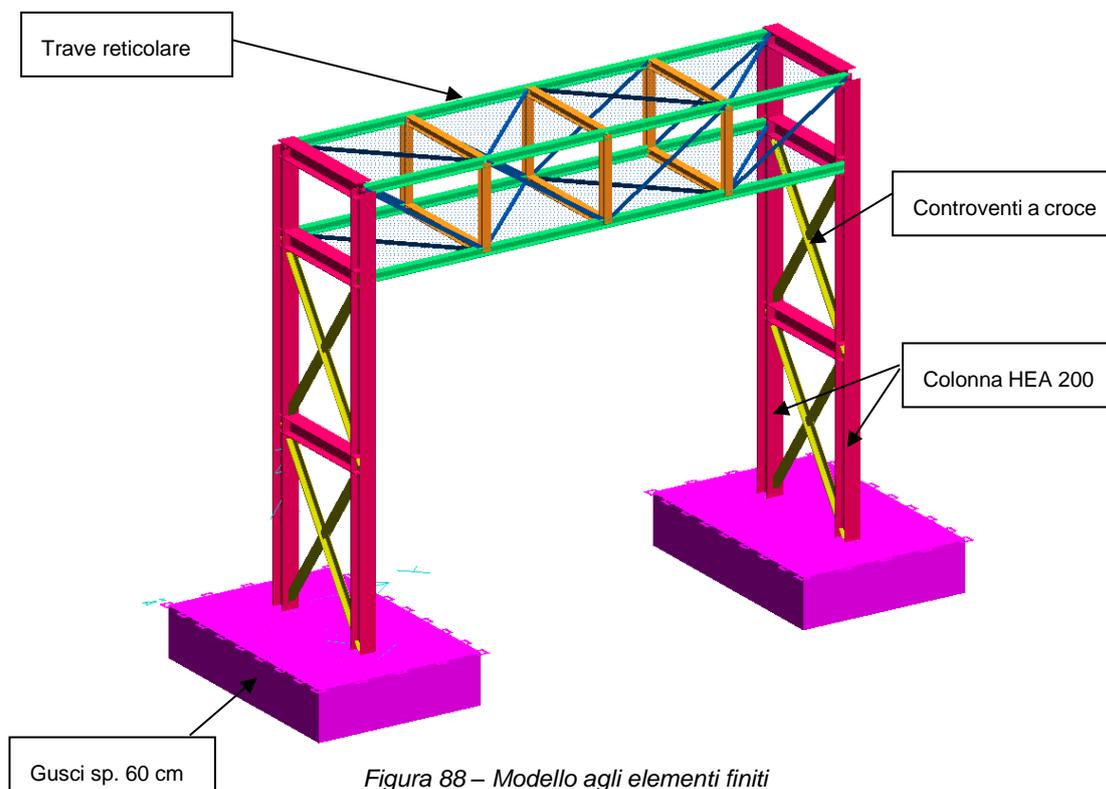


Figura 88 – Modello agli elementi finiti

5.8.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.8.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$ e dell'acciaio pari a $\gamma_S = 7850 \text{ daN/m}^3$.

5.8.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- carico linearmente distribuito dovuto alle tubazioni a servizio dell'impianto: $q=600 \text{ daN/m}$. Tale carico però è stato distribuito su una superficie di larghezza di 1.50 m in modo tale da applicare un carico uniformemente distribuito pari a $Q=400 \text{ daN/m}^2$.

5.8.2.3 Neve

Il carico della neve, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s carico della neve al suolo;

μ_i coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2] per un periodo di ritorno di 50 anni

C_E coefficiente di esposizione

C_t coefficiente termico

Il comune di Ferrara (FE) rientra, secondo la macrozonazione definita dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., nella ZONA II alla quale per una quota di $a_s = 9.00 \text{ m s.l.m.}$, inferiore a 200 m s.l.m. corrisponde un valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo pari a:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione viene assunto pari a $C_E = 1.0$ in quanto si può assumere una classe di topografia normale, dove non è presente una significativa rimozione della neve sulla struttura da parte del vento.

Il coefficiente termico viene assunto pari a $C_t = 1.0$

Il coefficiente di forma può essere assunto pari a $\mu_i = 0.8$, valore valido per coperture con inclinazione della falda minore di 30° .

Il carico neve sulla struttura:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.80 \text{ kN/m}^2 = 80.00 \text{ daN/m}^2$$

5.8.2.4 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Per il calcolo di q_r e C_d si rimanda al paragrafo 5.1.2.6. di questa relazione

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10$ m, $z_{min} = 5.00$ m.

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza massima raggiunta per il pipe rack ($z=6.40$ m):

$$c_e(z) = c_e(z)$$

$$c_e(6.40) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(6.40/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(6.40/0.10)] = 1.85$$

Coefficiente di pressione

$$c_{pe} = 0.8$$

Coefficiente di pressione interna

$$c_{pi} = +0.2$$

Pressioni del vento

La pressione del vento si considera agente come carico distribuito sulle colonne in direzione X e Y:

$$\text{Vento X: } p = 390.625 \cdot 1.85 \cdot (0.8+0.2) \cdot 1.0 = 722.66 \text{ N/m}^2 = 72.27 \text{ daN/m}^2$$

$$- q_{x,col} = 72.27 \cdot 0.20 = 14.50 \text{ daN/m}$$

$$- q_{x,tra} = 72.27 \cdot 0.10 = 7.50 \text{ daN/m}$$

$$\text{Vento Y: } p = 390.625 \cdot 1.85 \cdot (0.8+0.2) \cdot 1.0 = 722.66 \text{ N/m}^2 = 72.27 \text{ daN/m}^2$$

$$- q_y = 72.27 \cdot 0.20 = 14.50 \text{ daN/m}$$

5.8.2.5 Azioni sismiche

ANALISI DINAMICA

lavoro : \RACK01

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località FERRARA (long. 11.596 lat. 44.859000)

Categoria del suolo di fondazione = D

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.745$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.745$

Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Periodo di riferimento VR = 100.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 949

Coeff. di smorzamento viscoso = 3.0

Valori risultanti per :

ag 1.704 [g/10]

Fo 2.561

TC* 0.280

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.624

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	2225.2
2.	1.000	4860.0

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.849652	0.000	98.950	0.000	0.009							
2	0.319845	96.592	0.000	0.000								
----- MASSA TOTALE		96.592	98.950	0.000								



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.8.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Schede condizioni					
Nuova scheda		Modifica scheda	Duplica scheda	Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_CM	1	70	Peso proprio	Altro ...
<input type="radio"/> 002)	Permanente_CM	1	2	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 003)	PP_Fond	1	64	Peso proprio fondaz	Permanente fondaz
<input type="radio"/> 004)	PNS_Fond	1	64	Permanente fondaz	Altro ...
<input type="radio"/> 005)	Neve	1	1	Neve (<1000m slm)	Altro ...
<input type="radio"/> 006)	Vento_X	1	17	Vento X	Vento X
<input type="radio"/> 007)	Vento_Y	1	18	Vento Y	Vento Y
<input type="radio"/> 008)	Temperatura	1	70	Variazioni Termiche	Altro ...
<input type="radio"/> 009)	Sisma_X	1	24	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 010)	Sisma_Y	1	24	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 011)	Torcente_add_X	1	24	Torcente addiz X SLU	Altro ...
<input type="radio"/> 012)	Torcente_add_Y	1	24	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU Max Var	S.L.U.	somma	1 2	1.300 1.500	+ +		
2	SLU Max Neve	S.L.U.	somma	1 2	1.300 1.500	+ +		
3	SLU VENTOX 1	S.L.U.	somma	1 2 5	1.300 1.500 0.900	+ + ±		
4	SLU VENTOY 1	S.L.U.	somma	1 2 6	1.300 1.500 0.900	+ + ±		
5	SLU VENTOX 2	S.L.U.	somma	1 2 5	1.300 1.500 0.900	+ + ±		
6	SLU VENTOY 2	S.L.U.	somma	1 2 6	1.300 1.500 0.900	+ + ±		
7	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1 2 5	1.300 1.500 1.500	+ + ±		
8	SLU VENTOY 3	S.L.U.	somma	1 2 6	1.300 1.500 1.500	+ + ±		
9	SISMAX SLU	nessuna	somma	9 11	1.000 1.000	± ±		
10	SISMAY SLU	nessuna	somma	10 12	1.000 1.000	± ±		
11	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1 2	1.000 1.000	+ +	9 10	1.000 0.300
12	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	10	1.000



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

				2	1.000	+	9	0.300
13	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1 2	1.000 1.000	+	9 10	0.675 0.203
14	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1 2	1.000 1.000	+	10 9	0.675 0.203
15	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1 2	1.000 1.000	+	9 10	1.100 0.330
16	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1 2	1.000 1.000	+	10 9	1.100 0.330
17	SLUGeo Max Var	SLU_GEO	somma	1 2	1.000 1.300	+		
18	SLUGeo Max Neve	SLU_GEO	somma	1 2	1.000 1.300	+		
19	SLUGeo VENTOX 1	SLU_GEO	somma	1 2 5	1.000 1.300 0.780	+		
20	SLUGeo VENTOY 1	SLU_GEO	somma	1 2 6	1.000 1.300 0.780	+		
21	SLUGeo VENTOX 2	SLU_GEO	somma	1 2 5	1.000 1.300 0.780	+		
22	SLUGeo VENTOY 2	Sp.Sismici	somma	1 2 6	1.000 1.300 0.780	+		
23	SLUGeo VENTOX 3	S.L.Danno	somma	1 2 5	1.000 1.300 1.300	+		
24	SLUGeo VENTOY 3	SLU_GEO	somma	1 2 6	1.000 1.300 1.300	+		
25	Rara	Rara	somma	1 2	1.000 1.000	+		
26	Rara VentoX 1	Rara	somma	1 2 5	1.000 1.000 0.600	+		
27	Rara VentoY 1	Rara	somma	1 2 6	1.000 1.000 0.600	+		
28	Rara VentoX 2	Rara	somma	1 2 5	1.000 1.000 0.600	+		
29	Rara VentoY 2	Rara	somma	1 2 6	1.000 1.000 0.600	+		
30	Rara VentoX 3	Rara	somma	1 2 5	1.000 1.000 1.000	+		
31	Rara VentoY 3	Rara	somma	1 2 6	1.000 1.000 1.000	+		
32	Frequente 1	Freq.	somma	1 2	1.000 1.000	+		
33	Frequente 2	Freq.	somma	1 2	1.000 1.000	+		
34	Frequente VentoX 3	Freq.	somma	1 2 5	1.000 1.000 0.200	+		
35	Frequente VentoY 3	Freq.	somma	1	1.000	+		



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

				2	1.000	+	
				6	0.200	±	
36	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+	
				2	1.000	+	

5.8.4 STRUTTURE IN ELEVAZIONE IN CARPENTERIA METALLICA

A seguire vengono riportate le immagini della numerazione delle aste metalliche.

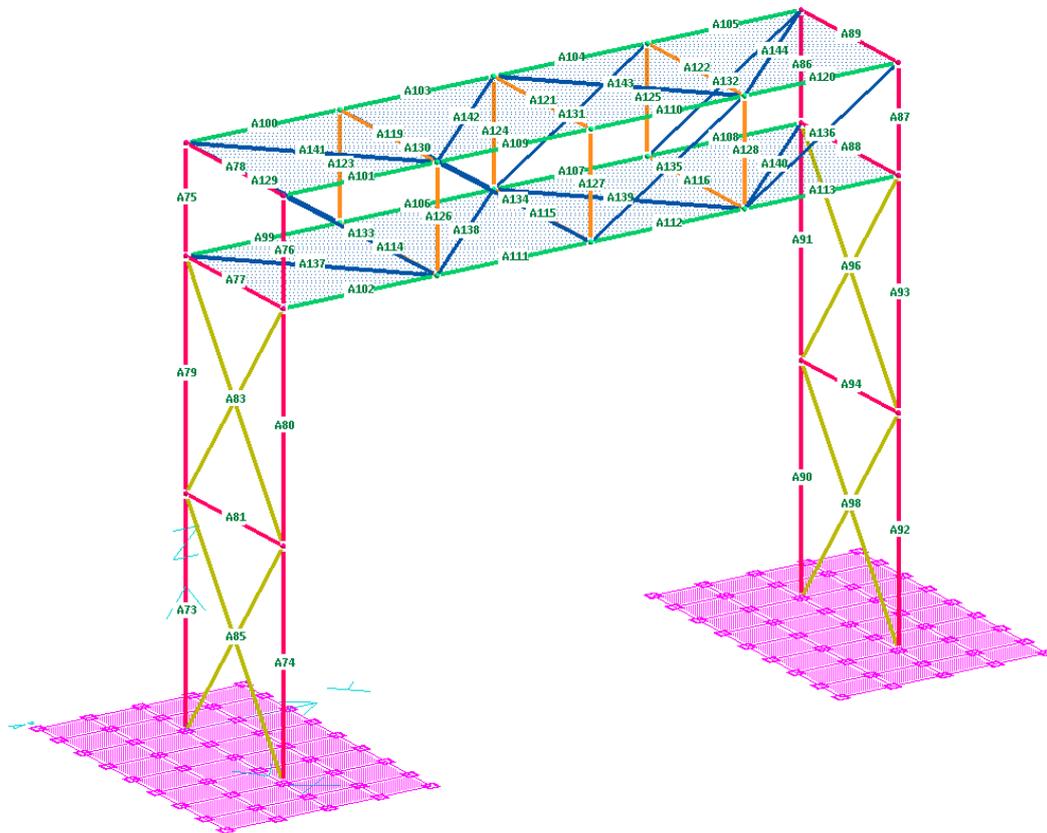


Figura 89 – Condotto sbarre – Numerazione aste metalliche

5.8.4.1 Verifica strutturale aste in acciaio

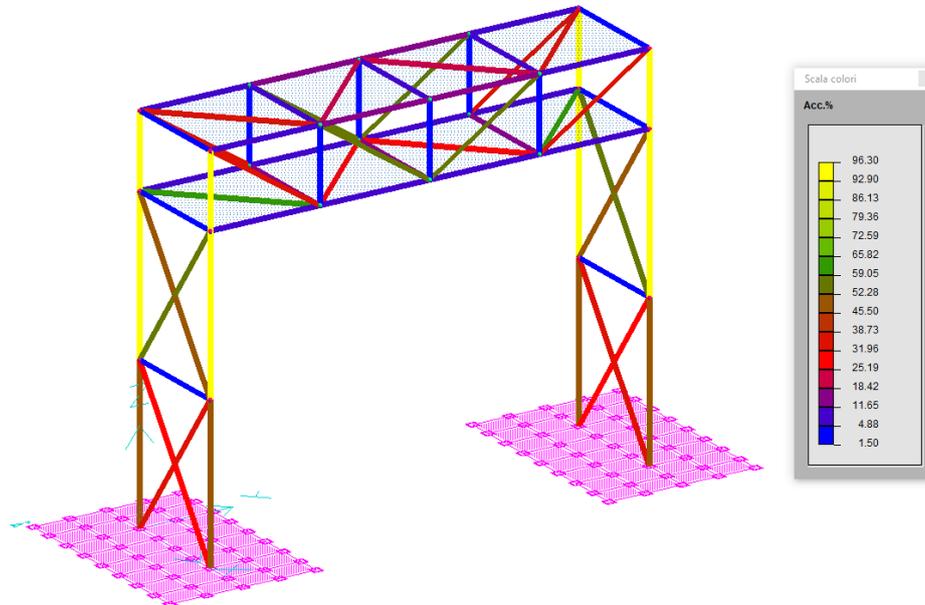


Figura 90 – Condotto Sbarre - Tassi di sfruttamento aste in acciaio

Dall'analisi del diagramma dei massimi tassi di sfruttamento delle aste di acciaio risulta che il valore massimo è pari a 96.30 %, inferiore al 100%.

VERIFICA ASTE IN ACCIAIO
RIASSUNTO DELLE ASTE VERIFICATE CON L'ULTIMO CALCOLO EFFETTUATO

Rapporti di tensioni:

asta	sez	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %	
73	1	P_HEA200_S001	16	48	48	31	48	Si
74	1	P_HEA200_S001	16	48	48	31	48	Si
75	1	P_HEA200_S001	9	96	96	59	96	Si
76	1	P_HEA200_S001	3	96	96	59	96	Si
77	1	P_HEA200_S001	3	4	4	3	4	Si
78	1	P_HEA200_S001	2	2	3	2	3	Si
79	1	P_HEA200_S001	1	94	94	76	94	Si
80	1	P_HEA200_S001	1	93	93	76	93	Si
81	1	P_HEA200_S001	2	3	3	0	3	Si
86	1	P_HEA200_S001	9	96	96	59	96	Si
87	1	P_HEA200_S001	3	96	96	59	96	Si
88	1	P_HEA200_S001	3	4	4	3	4	Si
89	1	P_HEA200_S001	2	2	3	2	3	Si
90	1	P_HEA200_S001	16	48	48	31	48	Si
91	1	P_HEA200_S001	1	94	94	76	94	Si
92	1	P_HEA200_S001	16	48	48	31	48	Si
93	1	P_HEA200_S001	1	93	93	76	93	Si
94	1	P_HEA200_S001	2	3	3	0	3	Si
129	2	P_LU50x5_S002	1	36	36	0	36	Si
130	2	P_LU50x5_S002	1	24	24	53	53	Ss
131	2	P_LU50x5_S002	1	24	24	53	53	Ss
132	2	P_LU50x5_S002	1	36	36	0	36	Si
133	2	P_LU50x5_S002	1	36	36	0	36	Si
134	2	P_LU50x5_S002	1	24	24	56	56	Ss
135	2	P_LU50x5_S002	1	24	24	56	56	Ss
136	2	P_LU50x5_S002	1	36	36	0	36	Si
137	2	P_LU50x5_S002	1	13	13	64	64	Ss
138	2	P_LU50x5_S002	1	7	7	27	27	Ss
139	2	P_LU50x5_S002	1	7	7	27	27	Ss
140	2	P_LU50x5_S002	1	13	13	64	64	Ss
141	2	P_LU50x5_S002	1	9	9	37	37	Ss
142	2	P_LU50x5_S002	1	7	7	22	22	Ss
143	2	P_LU50x5_S002	1	7	7	22	22	Ss

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

144	2	P_LU50x5_S002	1	9	9	37	37	Ss
99	3	P_HEA100_S003	1	10	10	11	11	Ss
100	3	P_HEA100_S003	1	9	9	10	10	Ss
101	3	P_HEA100_S003	1	9	9	10	10	Ss
102	3	P_HEA100_S003	1	10	10	11	11	Ss
103	3	P_HEA100_S003	1	11	11	13	13	Ss
104	3	P_HEA100_S003	1	11	11	13	13	Ss
105	3	P_HEA100_S003	1	9	9	10	10	Ss
106	3	P_HEA100_S003	1	10	10	3	10	Sì
107	3	P_HEA100_S003	1	10	10	3	10	Sì
108	3	P_HEA100_S003	1	10	10	11	11	Ss
109	3	P_HEA100_S003	1	11	11	13	13	Ss
110	3	P_HEA100_S003	1	11	11	13	13	Ss
111	3	P_HEA100_S003	1	10	10	3	10	Sì
112	3	P_HEA100_S003	1	10	10	3	10	Sì
113	3	P_HEA100_S003	1	10	10	11	11	Ss
114	3	P_HEA100_S003	13	16	16	14	16	Sì
115	3	P_HEA100_S003	13	16	16	14	16	Sì
116	3	P_HEA100_S003	13	16	16	14	16	Sì
119	3	P_HEA100_S003	8	9	9	4	9	Sì
120	3	P_HEA100_S003	1	9	9	10	10	Ss
121	3	P_HEA100_S003	8	9	9	4	9	Sì
122	3	P_HEA100_S003	8	9	9	4	9	Sì
123	3	P_HEA100_S003	1	4	4	4	4	Ss
124	3	P_HEA100_S003	1	1	1	2	2	Ss
125	3	P_HEA100_S003	1	4	4	4	4	Ss
126	3	P_HEA100_S003	0	4	4	4	4	Ss
127	3	P_HEA100_S003	0	1	1	2	2	Ss
128	3	P_HEA100_S003	0	4	4	4	4	Ss
82	4	P_LU80x8_S004	2	37	37	53	53	Ss
83	4	P_LU80x8_S004	2	36	36	48	48	Ss
84	4	P_LU80x8_S004	5	29	29	35	35	Ss
85	4	P_LU80x8_S004	5	27	27	31	31	Ss
95	4	P_LU80x8_S004	2	36	36	48	48	Ss
96	4	P_LU80x8_S004	2	37	37	53	53	Ss
97	4	P_LU80x8_S004	5	28	28	31	31	Ss
98	4	P_LU80x8_S004	5	28	28	35	35	Ss

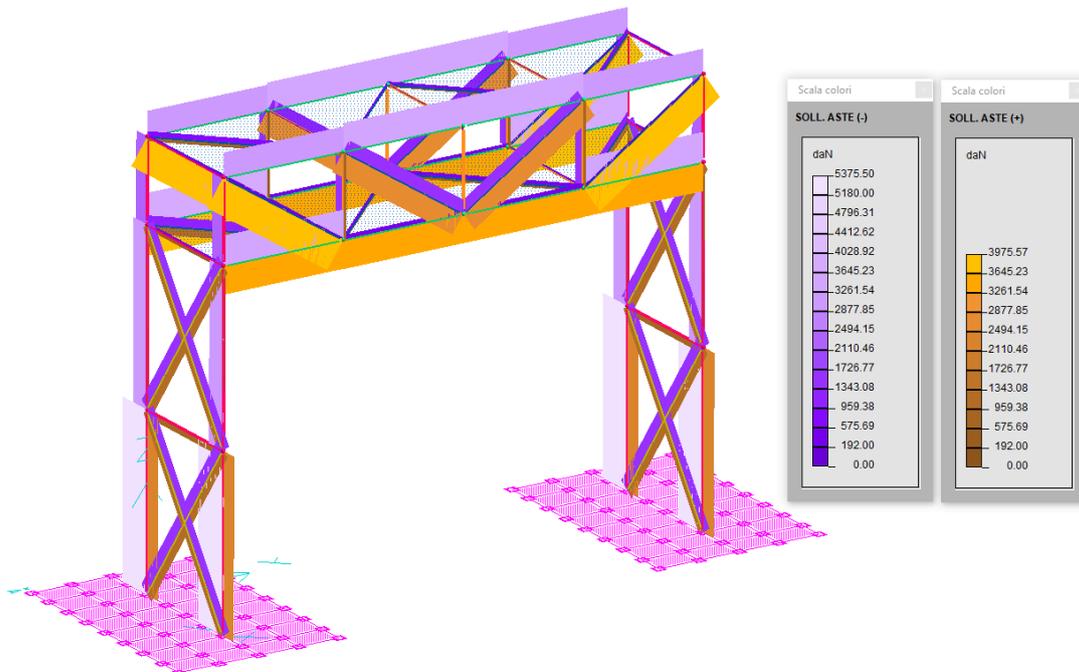


Figura 91 - Condotto Sbarre - Involuppo delle sollecitazioni N in tutti i casi SLU

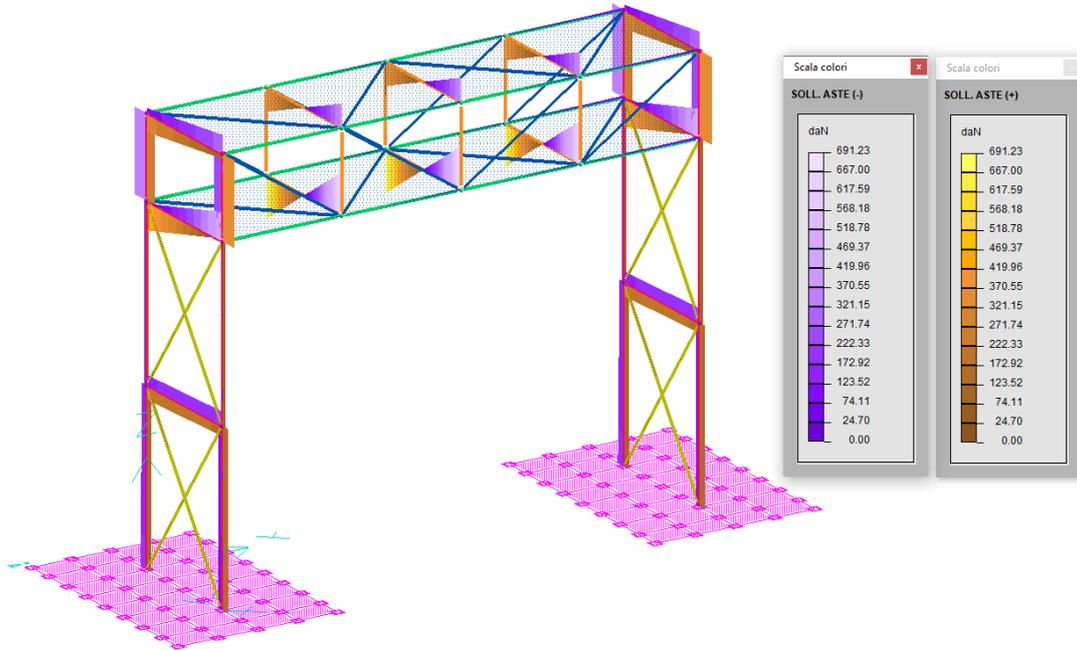


Figura 92 - Condotto Sbarre - Involuppo delle sollecitazioni Ty in tutti i casi SLU

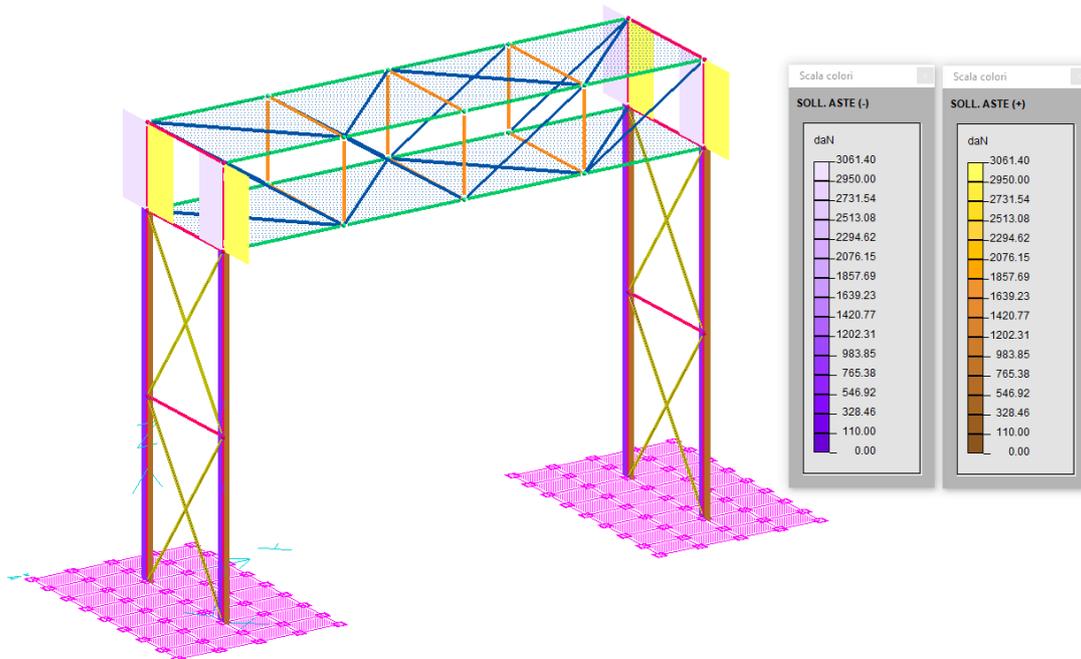


Figura 93 - Condotto Sbarre - Involuppo delle sollecitazioni Tz in tutti i casi SLU

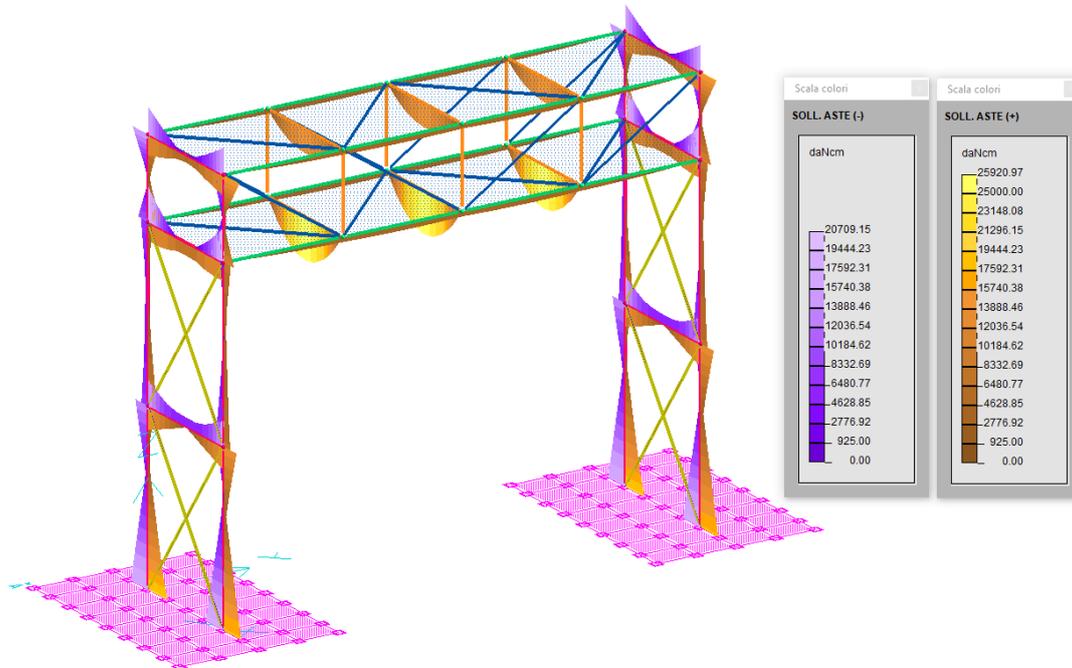
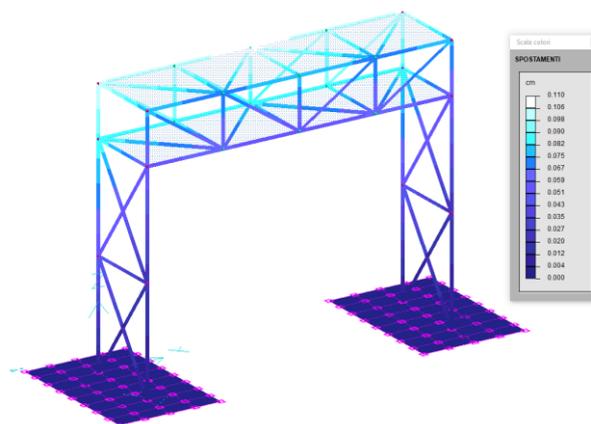


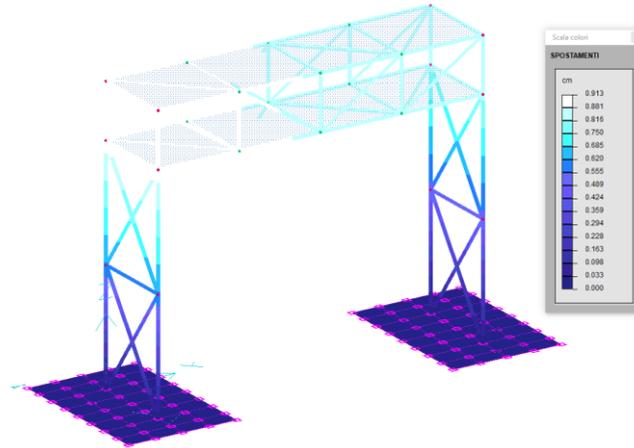
Figura 94 - Condotto Sbarre - Inviluppo delle sollecitazioni Mz in tutti i casi SLU

5.8.5 Spostamenti e verifiche agli SLE

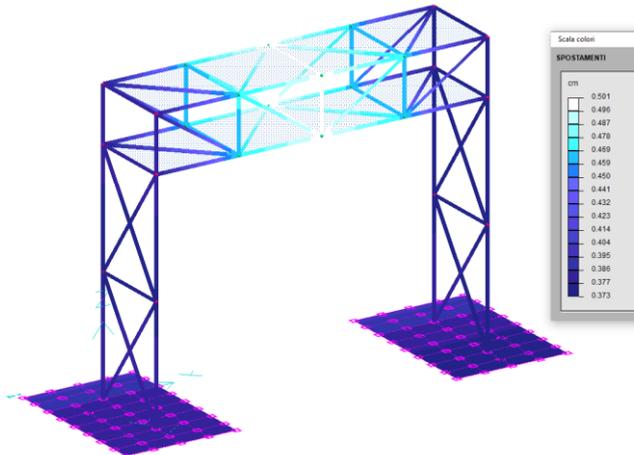
Di seguito si riportano gli inviluppi degli spostamenti agli SLE dai quali si evince che sia gli spostamenti orizzontali sia gli spostamenti verticali risultano inferiori ai limiti previsti dalla Normativa vigente.



Spostamento massimo a Q = +5.20 m. $s_x = 0.110 \text{ cm} < H/300 = 1.73 \text{ cm}$



Spostamento massimo a Q = +5.20 m. $s_y = 0.913 \text{ cm} < H/300 = 1.73 \text{ cm}$



Spostamento massimo assoluto per travi di luce di 6.00 m $s_z = 0.501 \text{ cm} < L/250 = 2.40 \text{ cm}$

5.8.6 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire vengono riportate le immagini della nomenclatura degli elementi bidimensionali a “guscio”.

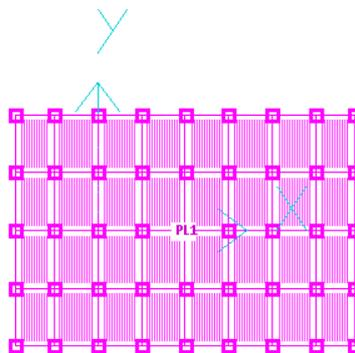
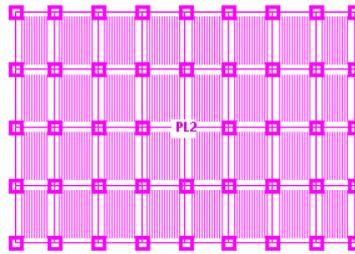


Figura 95 – Nomenclatura macrogusci - Plinti

5.8.6.1 Strutture di fondazione – Verifiche a SLU

Il plinto di fondazione della struttura a sostegno del pipe rack è stato studiato mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati “gusci” su suolo alla Winkler e valutando l’interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell’armatura nel plinto di fondazione:

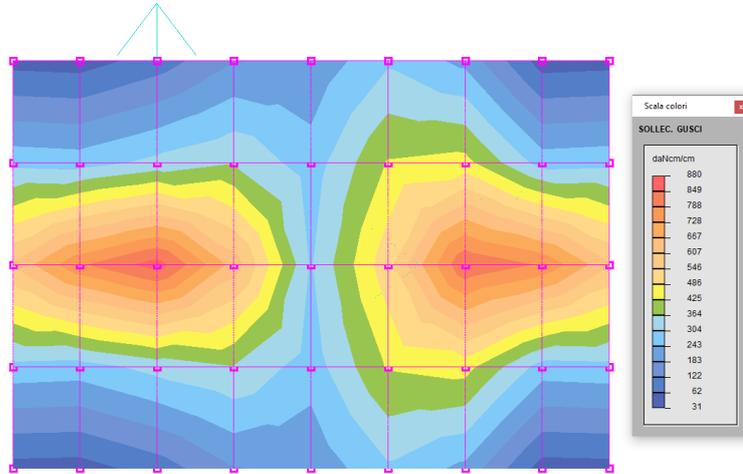


Figura 96 – Sforzi di Wood Mx inferiori

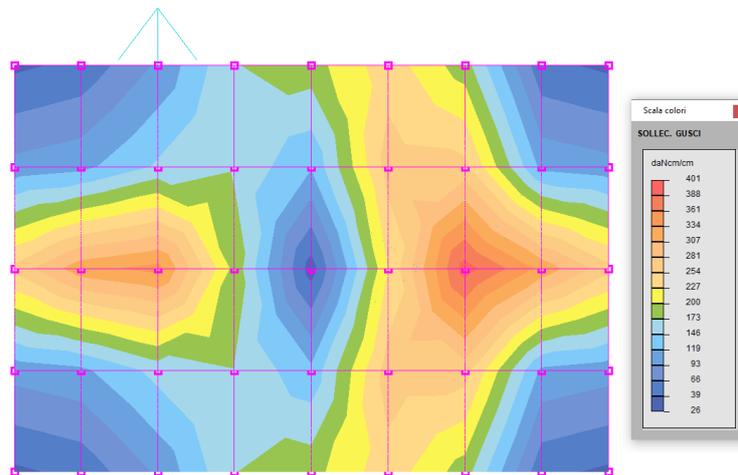


Figura 97 – Sforzi di Wood Mx superiori

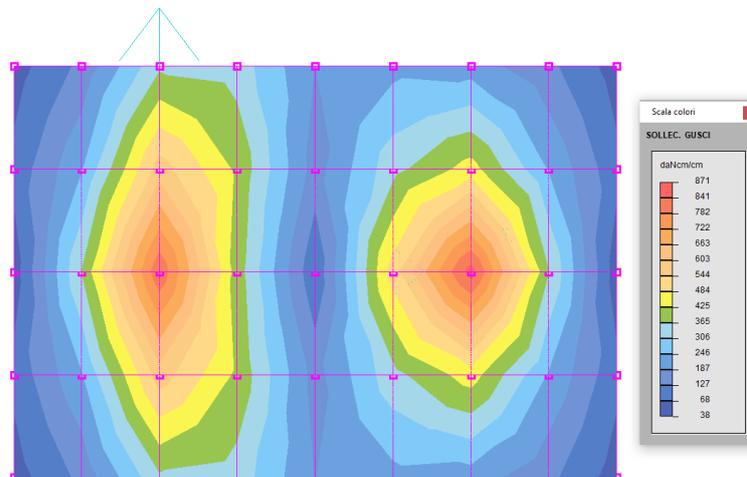


Figura 98 – Sforzi di Wood My inferiori

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

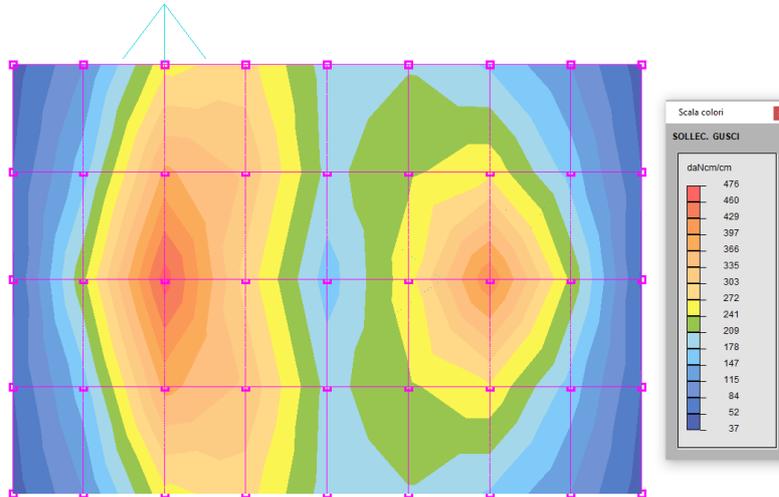


Figura 99 – Sforzi di Wood My superiori

Il plinto di fondazione della struttura a sostegno del pipe rack è armato in entrambe le direzioni X e Y, con un'armatura inferiore e superiore pari a $1\phi 12/200$ mm e pertanto si verifica, considerando una sezione di altezza 60 cm e larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 880$ daNm:

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	5.65	4
			2	5.65	56

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

M_{xRd} 124.5 kN m

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 61.37 ‰
d 56 cm
x 3.022 x/d 0.05396
 δ 0.7

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 M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Risulta $M_{Rd} = 12450$ daNm $>$ $M_{Ed} = 8080$ daNm

VERIFICATO

Verifica a taglio

Di seguito si riportano gli involuipi di diagramma di taglio sollecitante del basamento:

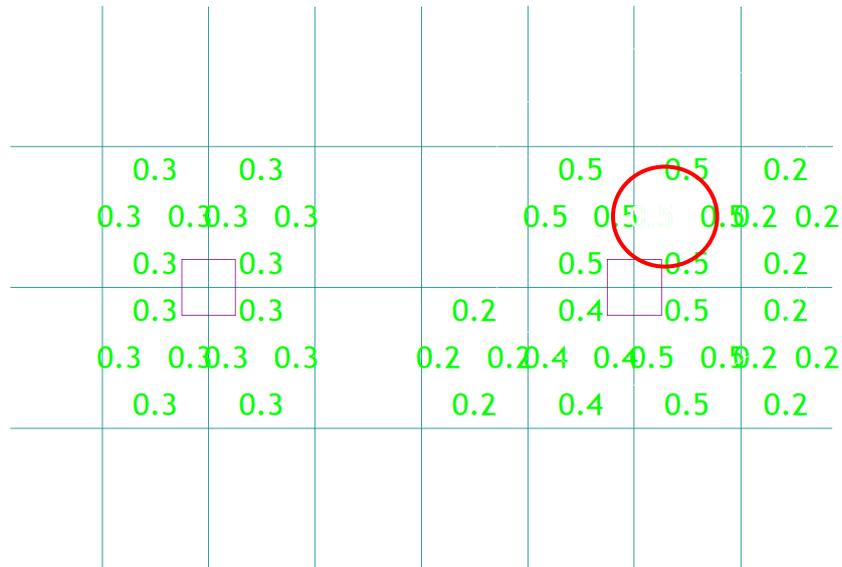


Figura 100 – Diagramma di taglio

Si riporta la verifica a taglio del basamento:

$$V_{Sd} = v_{Sd} \cdot s = 0.5 \cdot 60 = 30 \text{ daN/cm} = 30 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

dove:

$b = 1000 \text{ mm}$ (lunghezza unitaria)

$d = 560 \text{ mm}$ (altezza utile)

$$k = 1 + (200 / d_{utile})^{1/2} = 1.60;$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.0010$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 197.9 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 30 \text{ kN/m (verificato)}$$

$$V_{Rd} = 146.1 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 30 \text{ kN/m (verificato)}$$

5.8.6.2 Strutture di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.9 CARPENTERIA METALLICA E FONDAZIONE CABINATO COMPRESSORI ARIA E AUSILIARI E CABINATO MAGAZZINO

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica delle fondazioni e delle sovrastrutture in carpenteria metallica costituenti il cabinato compressori e il cabinato magazzino. Poiché i due basamenti e i due cabinati presentano le medesime dimensioni e caratteristiche, di seguito verrà analizzato un solo modello valido per entrambi i le strutture.

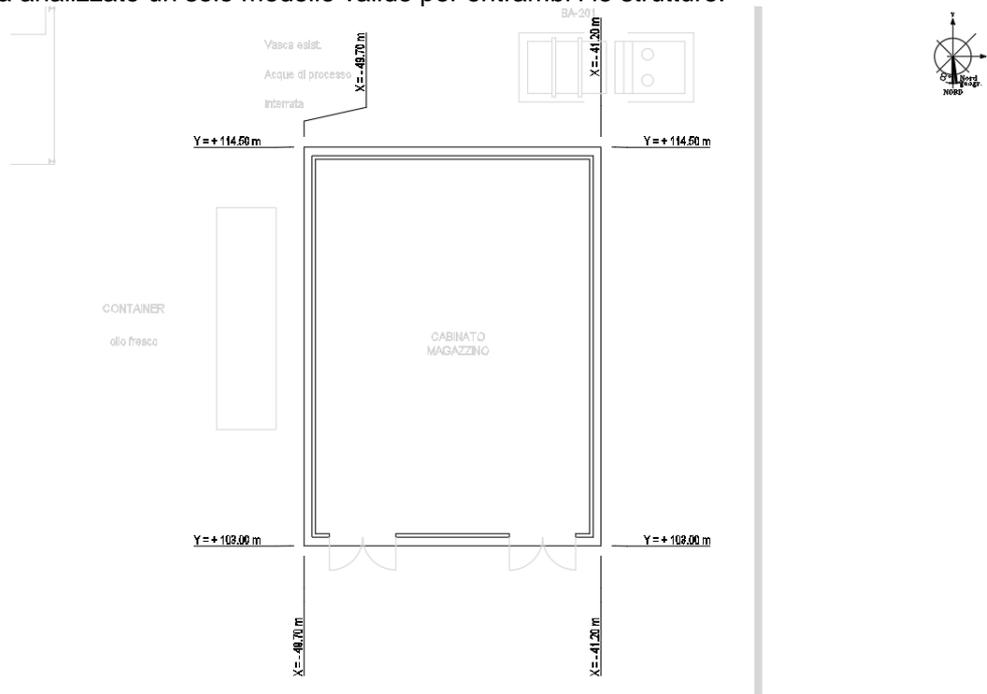


Figura 101 – Ubicazione della fondazione del cabinato magazzino

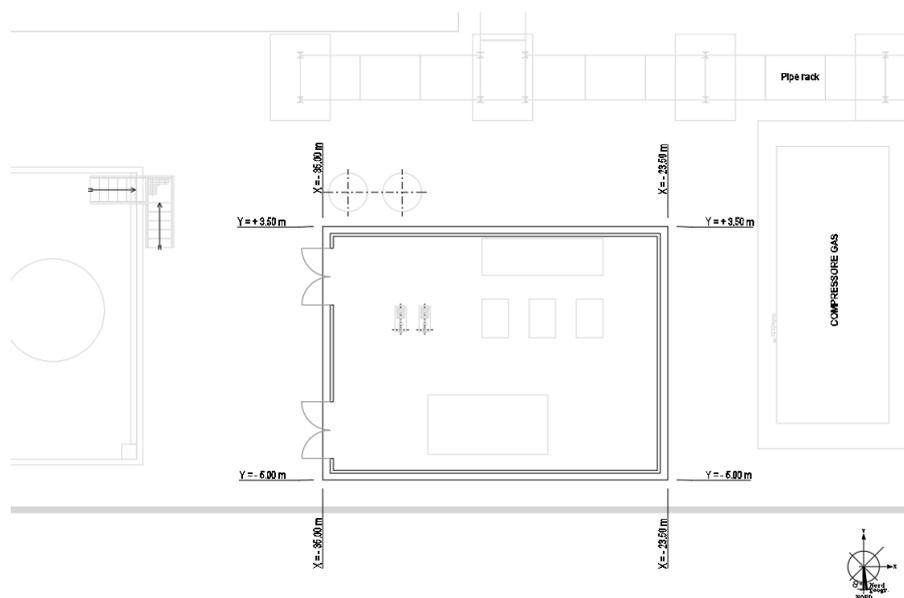


Figura 102 – Ubicazione della fondazione del cabinato compressori

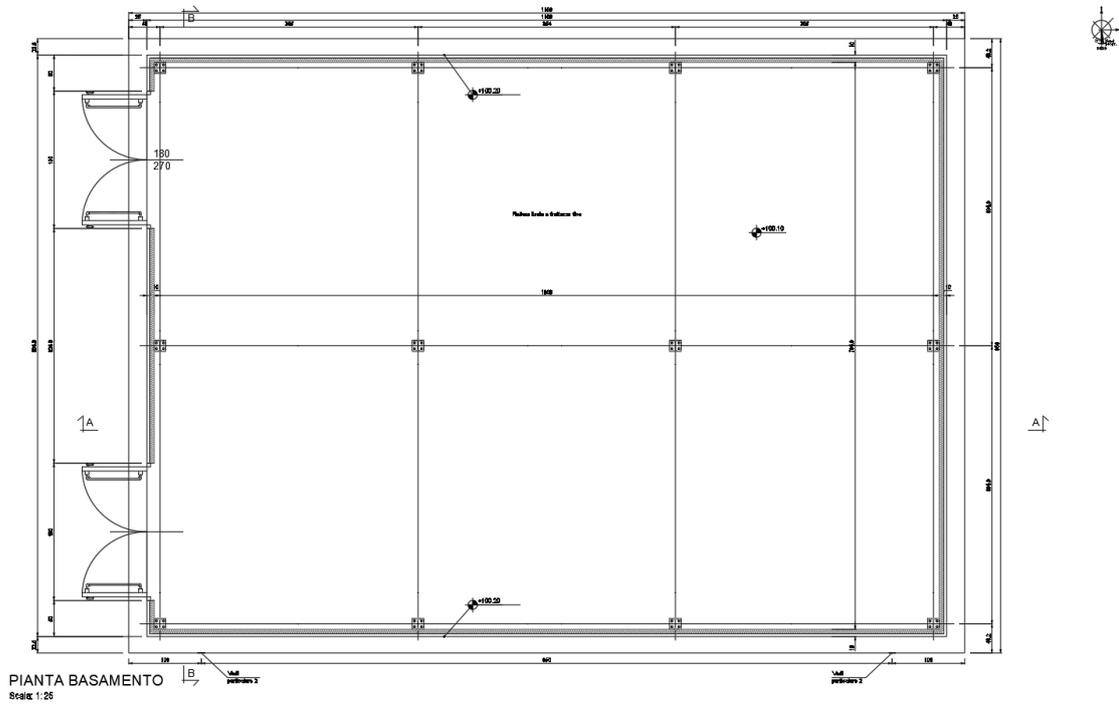


Figura 103 – Pianta della fondazione e cabinato

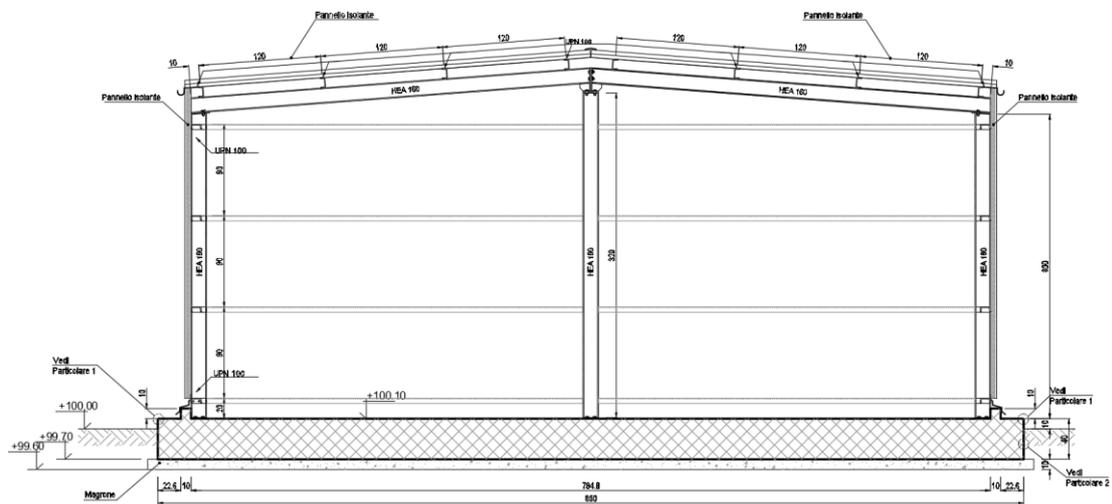


Figura 104 – Sezione B-B della fondazione e cabinato

5.9.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica delle sovrastrutture in carpenteria metallica e delle fondazioni in c.a. costituenti l'edificio è stato utilizzato un unico modello di calcolo.

Entrambi gli edifici, cabinato compressori e cabinato magazzino hanno pianta rettangolare e dimensioni di ingombro pari a 8.00x1.00 m.

La struttura in carpenteria metallica è costituita da colonne HEA 160 e travi HEA 160 e controventi con diagonali circolari Ø20 mm. La copertura è costituita da arcarecci UPN100 e controventi di falda con diagonali L50x4mm e pannelli metallici di copertura precoibentati con isolamento in fibra minerale REI 120 tipo LITHOS 5 Isolpack spessore 100mm.

Sono inoltre presenti profili di baraccatura orizzontali e verticali costituiti da UPN100 in luce con le colonne HEA 160. I tamponamenti sono costituiti da pannelli tipo FIBERMET Isolpack spessore 100mm.

Le due fondazioni dei due cabinati hanno dimensioni massime in pianta pari a 11.50x8.50 m. e spessore totale pari a 40 cm, interrata per 30 cm.

Le sovrastrutture in carpenteria metallica sono state modellate agli elementi finiti con elementi "beam" di sezione reale ed opportunamente vincolati agli estremi.

Le platee di fondazione sono state modellate con elementi "guscio" su terreno elastico alla Winkler (coefficiente di Winkler $k_w = 0.68 \text{ daN/cm}^3$ a favore di sicurezza) bloccando i soli spostamenti orizzontali (in x ed in y).

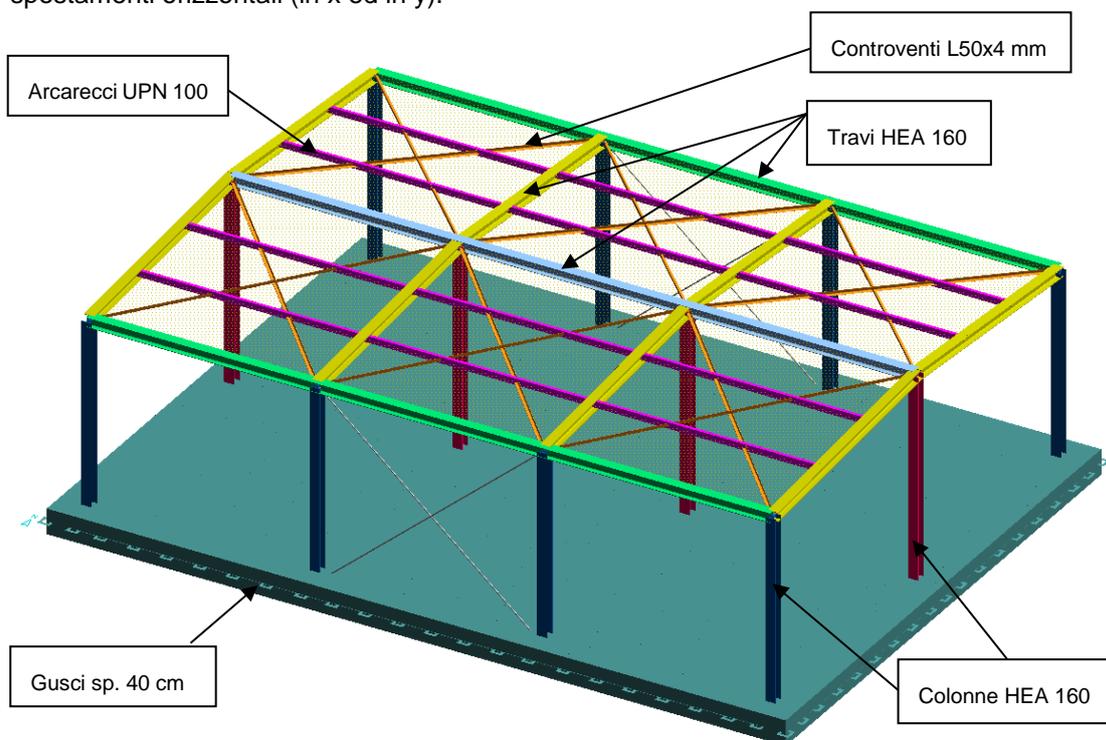


Figura 105 – Modello agli elementi finiti

5.9.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.9.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$ e dell'acciaio pari a $\gamma_S = 7850 \text{ daN/m}^3$.

5.9.2.2 Carichi permanenti non strutturali

In copertura sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Pannello di copertura tipo LITHOS 5 Isolpack spessore 100mm: $q=25 \text{ daN/m}^2$
- Eventuali impianti presenti in copertura: $q=25 \text{ daN/m}^2$

Per quanto riguarda la platea di fondazione sono stati considerati i seguenti carichi:

- Carico uniformemente distribuito dato da eventuali macchinari presenti sulla struttura:
 $q = 2000 \text{ daN/m}^2$

5.9.2.3 Neve

Per il calcolo neve si rimanda al paragrafo 5.1.2.5 di questa relazione.

Il carico neve sulla struttura risulta:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.80 \text{ kN/m}^2 = 80.00 \text{ daN/m}^2$$

5.9.2.4 Manutenzione

Carico di manutenzione in copertura:

$$q_m = 50 \text{ daN/m}^2$$

5.9.2.5 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Per il calcolo di q_r e c_d si rimanda al paragrafo 5.1.2.6 della presente relazione.

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10 \text{ m}$, $z_{\min} = 5.00 \text{ m}$.

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{\min} = 5.00 \text{ m}$, quota maggiore della massima altezza raggiunta dal cabinato compressori aria ed ausiliari:

$$c_e(z) = c_e(z_{\min})$$

$$c_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

Coefficiente di pressione

La struttura in oggetto è un edificio a pianta rettangolare con pareti verticali e con una copertura a doppia falda con inclinazione $\alpha = 4^\circ$ e pertanto si assumono i seguenti valori massimi (a favore di sicurezza):



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

parete verticale sopravvento: per $h/d = 3.65/7.70 = 0.47 < 1$ $c_{pe} = 0.7 + 0.1 \cdot 0.47 = 0.75$
 parete verticale sottovento: per $h/d = 3.65/7.70 = 0.47 < 1$ $c_{pe} = -0.3 - 0.2 \cdot 0.47 = -0.39$
 pareti laterali: per $h/d = 3.65/7.70 = 0.47 < 1$ $c_{pe} = -0.5 - 0.8 \cdot 0.47 = -0.88$
 copertura: sopravvento in direzione ortogonale al colmo $c_{pe} = -0.8$
 sottovento in direzione ortogonale al colmo $c_{pe} = -0.6$
 vento in direzione parallela al colmo $c_{pe} = -1.0$

Coefficiente di pressione interna

L'edificio presenta aperture di modesta entità, pertanto il coefficiente di pressione interna è pari a $c_{pi} = +0.2$ o $c_{pi} = -0.3$, assumendo il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa

Pressioni del vento

La pressione del vento assume i seguenti valori:

- parete verticale sopravvento:
 $p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (0.75 + 0.2) \cdot 1.0 = 635 \text{ N/m}^2 = 63.5 \text{ daN/m}^2$
- parete verticale sottovento:
 $p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (-0.39 - 0.3) \cdot 1.0 = -461 \text{ N/m}^2 = -46.1 \text{ daN/m}^2$
- pareti laterali:
 $p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (-0.88 - 0.3) \cdot 1 = -788 \text{ N/m}^2 = -78.8 \text{ daN/m}^2$
- copertura:
 sopravvento in direzione ortogonale al colmo
 $p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (-0.8 - 0.3) \cdot 1.0 = -735 \text{ N/m}^2 = -73.5 \text{ daN/m}^2$
 sottovento in direzione ortogonale al colmo
 $p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (-0.6 - 0.3) \cdot 1.0 = -601 \text{ N/m}^2 = -60.1 \text{ daN/m}^2$
 vento in direzione parallelo al colmo
 $p(0 \div 5.00) = 390.625 \cdot 1.71 \cdot (-1.0 - 0.3) \cdot 1.0 = -868.4 \text{ N/m}^2 = -86.8 \text{ daN/m}^2$

Azioni del vento in direzione X (direzione longitudinale):

- montanti di testa sopravvento: $63.5 \times 3.84 / 2 = 122.00 \text{ daN/m}$
- montanti centrali sopravvento: $63.5 \times 3.84 = 243.80 \text{ daN/m}$
- montanti di testa sottovento: $-46.1 \times 3.84 / 2 = 88.50 \text{ daN/m}$
- montanti centrali sottovento: $-46.1 \times 3.84 = 177.00 \text{ daN/m}$
- montanti di testa pareti laterale: $-78.8 \times 3.84 / 2 = -151.30 \text{ daN/m}$
- montanti centrali pareti laterale: $-78.8 \times 3.84 = -302.60 \text{ daN/m}$
- copertura direzione parallela al colmo: -86.80 daN/m^2

Azioni del vento in direzione Y (direzione trasversale):

- montanti di testa sopravvento: $63.5 \times 3.55 / 2 = 112.70 \text{ daN/m}$
- montanti centrali sopravvento: $63.5 \times 3.55 = 225.40 \text{ daN/m}$
- montanti di testa sottovento: $-46.1 \times 3.55 / 2 = -81.80 \text{ daN/m}$
- montanti centrali sottovento: $-46.1 \times 3.55 = -163.70 \text{ daN/m}$
- montanti di testa pareti laterali: $-78.8 \times 3.55 / 2 = -139.90 \text{ daN/m}$
- montanti centrali pareti laterali: $-78.8 \times 3.55 = -279.70 \text{ daN/m}$
- copertura sopravvento direzione ortogonale al colmo: -73.50 daN/m^2
- copertura sottovento direzione ortogonale al colmo: -60.10 daN/m^2

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.9.2.6 Azioni variabili

In questa condizione si considera il carico variabile per ambienti industriali agente sui pavimenti e applicato come carico uniformemente distribuito sulla platea di fondazione.

In particolare si considera: $q_{var} = 200 \text{ daN/m}^2$.

5.9.2.7 Temperatura

Si considera il gradiente termico relativamente al caso di strutture in acciaio esposte: $\Delta T_u = \pm 20^\circ\text{C}$ applicato su tutte le membrature della struttura.

5.9.2.8 Azioni sismiche

ANALISI DINAMICA lavoro : \ECO_02

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
 Assi di vibrazione: X Y
 Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località FERRARA (long. 11.596 lat. 44.859000)

Categoria del suolo di fondazione = D

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.745$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.745$

Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$

Periodo di riferimento $V_R = 100.0$

PVR : probabilità di superamento in $V_R = 10 \%$

Tempo di ritorno = 949

Coeff. di smorzamento viscoso = 3.0

Valori risultanti per :

ag 1.704 [g/10]
 Fo 2.561
 TC* 0.280

Fattore di comportamento $q = 1.500$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.624

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	3526.0
2.	1.000	4106.7
3.	0.800	15640.0
8.	0.800	3285.4

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.204665	0.000	99.987	0.000	0.109	0.090						
2	0.154271	0.000	0.000	0.000	0.906							
3	0.149398	94.375	0.000	0.000								
MASSA TOTALE		94.375	99.987	0.000								



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.9.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Schede condizioni							
Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced		
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_CM	1	57	Peso proprio	Altro ...		
<input type="radio"/> 002)	Permanente_CM	1	2	Permanente	Altro ...		
<input type="radio"/> 003)	A:Var_AmbInd	1	414	E2:Ambienti Industriali	Var.magaz,arch,scale		
<input type="radio"/> 004)	Neve_(<1000m_slm)___	1	2	Neve (<1000m slm)	Altro ...		
<input type="radio"/> 005)	Vento_X	1	16	Vento X	Vento X		
<input type="radio"/> 006)	Vento_Y	1	16	Vento Y	Vento Y		
<input type="radio"/> 007)	Temperatura	1	57	Variazioni Termiche	Altro ...		
<input type="radio"/> 008)	Manutenzione	1	2	H1:Cop,Sottot sola manut	Carichi copertura		
<input type="radio"/> 009)	Sisma_X	1	28	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 010)	Sisma_Y	1	28	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 011)	Torcente_add_X	1	28	Torcente addiz X SLU	Altro ...		
<input type="radio"/> 012)	Torcente_add_Y	1	28	Torcente addiz Y SLU	Altro ...		
<input type="radio"/> 013)	Peso_proprio_CA	1	414	Peso proprio	Permanente		
<input type="radio"/> 014)	Permanente_CA	1	414	Permanente	Permanente		

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU Max Var	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.750	+		
				7	0.900	+		
				13	1.300	+		
				14	1.500	+		
2	SLU Max Neve	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				7	0.900	+		
				13	1.300	+		
				14	1.500	+		
3	SLU VENTOX 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				8	1.500	+		
				7	0.900	+		
				13	1.300	+		
				14	1.500	+		
4	SLU VENTOY 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.750	+		
				8	1.500	+		
				7	0.900	+		
				13	1.300	+		
5	SLU VENTOX 2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				7	0.900	+		
				13	1.300	+		
				14	1.500	+		
				5	0.900	+		
6	SLU VENTOX 2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				7	0.900	+		
				13	1.300	+		
				14	1.500	+		
				6	0.900	+		
7	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.750	+		
				7	0.900	+		
				13	1.300	+		
				14	1.500	+		
				5	1.500	+		
8	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.750	+		
				7	0.900	+		
				13	1.300	+		
				14	1.500	+		
				6	1.500	+		
9	SISMAX SLU	nessuna	somma	9	1.000	±		
				11	1.000	±		
10	SISMAY SLU	nessuna	somma	10	1.000	±		
				12	1.000	±		
11	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	9	1.000
				2	1.000	+	10	0.300
				3	0.800	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
12	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	10	1.000
				2	1.000	+	9	0.300
				3	0.800	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
13	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	9	0.675
				2	1.000	+	10	0.203
				3	0.800	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
14	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	10	0.675
				2	1.000	+	9	0.203
				3	0.800	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
15	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	9	1.100
				2	1.000	+	10	0.330
				3	0.800	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
16	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	10	1.100
				2	1.000	+	9	0.330
				3	0.800	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
17	SLUGeo Max Var	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	0.650	+		
				7	0.780	+		
				13	1.000	+		



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

				14	1.300	+		
18	SLUGeo Max Neve	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
				7	0.780	+		
				13	1.000	+		
				14	1.300	+		
19	SLUGeo VENTOX 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	0.650	+		
				8	1.300	+		
				7	0.780	+		
				13	1.000	+		
				14	1.300	+		
				5	0.780	+		
20	SLUGeo VENTOX 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	0.650	+		
				8	1.300	+		
				7	0.780	+		
				13	1.000	+		
				14	1.300	+		
				6	0.780	+		
21	SLUGeo VENTOX 2	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
				7	0.780	+		
				13	1.000	+		
				14	1.300	+		
				5	0.780	+		
22	SLUGeo VENTOX 2	Sp.Sismici	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
				7	0.780	+		
				13	1.000	+		
				14	1.300	+		
				6	0.780	+		
23	SLUGeo VENTOX 3	S.L.Danno	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	0.650	+		
				7	0.780	+		
				13	1.000	+		
				14	1.300	+		
				5	1.300	+		
24	SLUGeo VENTOX 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	0.650	+		
				7	0.780	+		
				13	1.000	+		
				14	1.300	+		
				6	1.300	+		
25	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.500	+		
				7	0.600	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
26	Rara VentoX 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.500	+		
				8	1.000	+		
				7	0.600	+		
				13	1.000	+		



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

				14	1.000	+		
				5	0.600	+		
27	Rara VentoY 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.500	+		
				8	1.000	+		
				7	0.600	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
				6	0.600	+		
28	Rara VentoX 2	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				7	0.600	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
				5	0.600	+		
29	Rara VentoY 2	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				7	0.600	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
				6	0.600	+		
30	Rara VentoX 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.500	+		
				7	0.600	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
				5	1.000	+		
31	Rara VentoY 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.500	+		
				7	0.600	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
				6	1.000	+		
32	Frequente 1	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.900	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
33	Frequente 2	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				4	0.200	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
34	Frequente VentoX 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
				5	0.200	+		
35	Frequente VentoY 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		
				6	0.200	+		
36	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				13	1.000	+		
				14	1.000	+		

5.9.4 STRUTTURE IN ELEVAZIONE IN CARPENTERIA METALLICA

A seguire vengono riportate le immagini della numerazione delle aste metalliche.

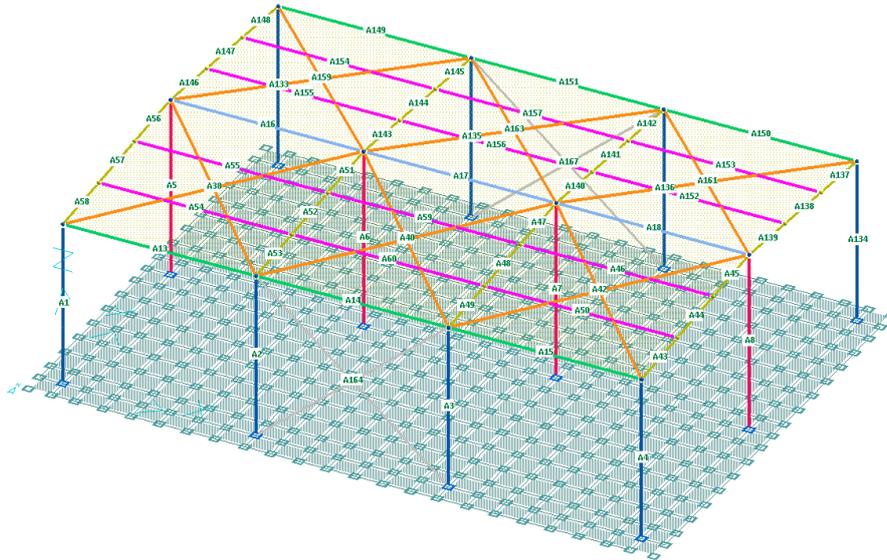


Figura 106 – Cabinato compressori – Numerazione aste metalliche

5.9.4.1 Verifica strutturale aste in acciaio

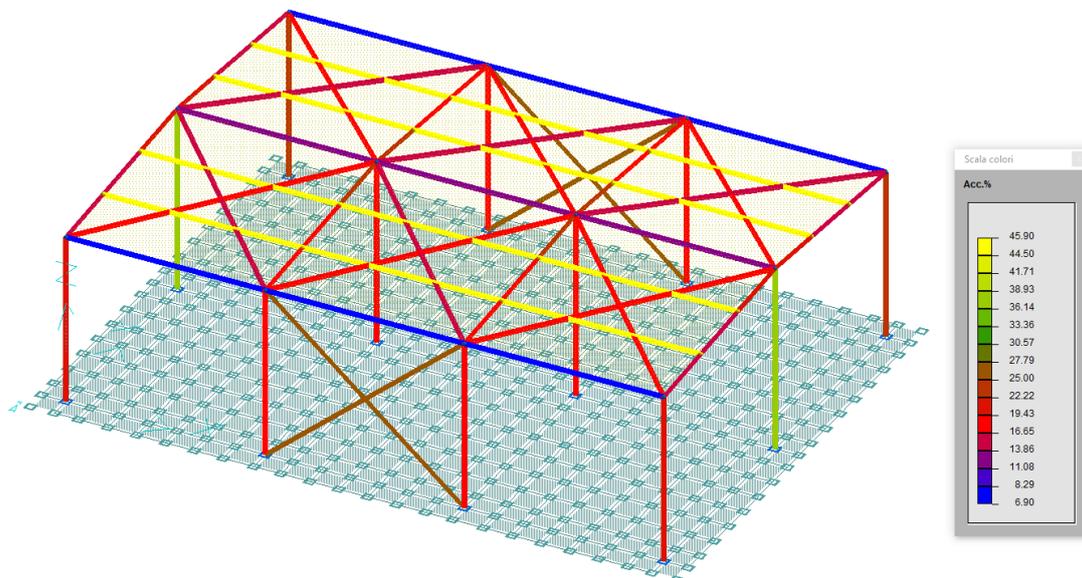


Figura 107 – Cabinato compressori- Tassi di sfruttamento aste in acciaio

Dall'analisi del diagramma dei massimi tassi di sfruttamento delle aste di acciaio risulta che il valore massimo è pari a 45.90 %, inferiore al 100%.

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture
**VERIFICA ASTE IN ACCIAIO
RIASSUNTO DELLE ASTE VERIFICATE CON L'ULTIMO CALCOLO EFFETTUATO**
Rapporti di tensioni:

asta	sez	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %	
1	1	P_HEA160_S001	5	18	18	21	21	Ss
2	1	P_HEA160_S001	2	19	19	11	19	Si
3	1	P_HEA160_S001	2	19	19	11	19	Si
4	1	P_HEA160_S001	5	18	18	21	21	Ss
5	1	P_HEA160_S001	5	39	39	39	39	Ss
6	1	P_HEA160_S001	5	19	19	10	19	Si
7	1	P_HEA160_S001	5	19	19	10	19	Si
8	1	P_HEA160_S001	5	39	39	39	39	Ss
13	1	P_HEA160_S001	3	7	7	7	7	Ss
14	1	P_HEA160_S001	3	7	7	8	8	Ss
15	1	P_HEA160_S001	3	7	7	7	7	Ss
16	1	P_HEA160_S001	5	12	12	12	12	Ss
17	1	P_HEA160_S001	5	11	11	12	12	Ss
18	1	P_HEA160_S001	5	12	12	12	12	Ss
43	1	P_HEA160_S001	5	16	16	13	16	Si
44	1	P_HEA160_S001	3	16	16	15	16	Si
45	1	P_HEA160_S001	6	21	21	16	21	Si
47	1	P_HEA160_S001	11	24	24	19	24	Si
48	1	P_HEA160_S001	3	17	17	17	17	Si
49	1	P_HEA160_S001	9	17	17	14	17	Si
51	1	P_HEA160_S001	11	24	24	19	24	Si
52	1	P_HEA160_S001	3	17	17	17	17	Si
53	1	P_HEA160_S001	9	17	17	14	17	Si
56	1	P_HEA160_S001	6	21	21	16	21	Si
57	1	P_HEA160_S001	3	16	16	15	16	Si
58	1	P_HEA160_S001	5	16	16	13	16	Si
133	1	P_HEA160_S001	5	18	18	24	24	Ss
134	1	P_HEA160_S001	5	18	18	24	24	Ss
135	1	P_HEA160_S001	2	19	19	14	19	Si
136	1	P_HEA160_S001	2	19	19	14	19	Si
137	1	P_HEA160_S001	5	16	16	13	16	Si
138	1	P_HEA160_S001	3	16	16	15	16	Si
139	1	P_HEA160_S001	6	21	21	16	21	Si
140	1	P_HEA160_S001	11	24	24	19	24	Si
141	1	P_HEA160_S001	3	17	17	17	17	Si
142	1	P_HEA160_S001	9	17	17	14	17	Si
143	1	P_HEA160_S001	11	24	24	19	24	Si
144	1	P_HEA160_S001	3	17	17	17	17	Si
145	1	P_HEA160_S001	9	17	17	14	17	Si
146	1	P_HEA160_S001	6	21	21	16	21	Si
147	1	P_HEA160_S001	3	16	16	15	16	Si
148	1	P_HEA160_S001	5	16	16	13	16	Si
149	1	P_HEA160_S001	3	7	7	7	7	Ss
150	1	P_HEA160_S001	3	7	7	7	7	Ss
151	1	P_HEA160_S001	3	7	7	8	8	Ss
46	2	P_UPN100_S002	8	46	46	41	46	Si
50	2	P_UPN100_S002	8	46	46	30	46	Si
54	2	P_UPN100_S002	8	46	46	30	46	Si
55	2	P_UPN100_S002	8	46	46	41	46	Si
59	2	P_UPN100_S002	8	46	46	41	46	Si
60	2	P_UPN100_S002	8	46	46	30	46	Si
152	2	P_UPN100_S002	8	46	46	41	46	Si
153	2	P_UPN100_S002	8	46	46	33	46	Si
154	2	P_UPN100_S002	8	46	46	33	46	Si
155	2	P_UPN100_S002	8	46	46	41	46	Si
156	2	P_UPN100_S002	8	46	46	41	46	Si
157	2	P_UPN100_S002	8	46	46	32	46	Si
37	3	P_LU50X4_S003	0	18	18	5	18	Si
38	3	P_LU50X4_S003	0	15	15	6	15	Si
39	3	P_LU50X4_S003	0	17	17	5	17	Si
40	3	P_LU50X4_S003	0	15	15	5	15	Si
41	3	P_LU50X4_S003	0	17	17	6	17	Si
42	3	P_LU50X4_S003	0	17	17	5	17	Si
158	3	P_LU50X4_S003	0	18	18	5	18	Si
159	3	P_LU50X4_S003	0	16	16	6	16	Si
160	3	P_LU50X4_S003	0	17	17	6	17	Si
161	3	P_LU50X4_S003	0	16	16	5	16	Si
162	3	P_LU50X4_S003	0	17	17	5	17	Si
163	3	P_LU50X4_S003	0	16	16	5	16	Si
164	4	CIRCOLARE_S004	0	27	27	27	27	Si
165	4	CIRCOLARE_S004	0	27	27	27	27	Si
166	4	CIRCOLARE_S004	0	27	27	27	27	Si
167	4	CIRCOLARE_S004	0	27	27	27	27	Si

5.9.4.2 Sollecitazioni aste

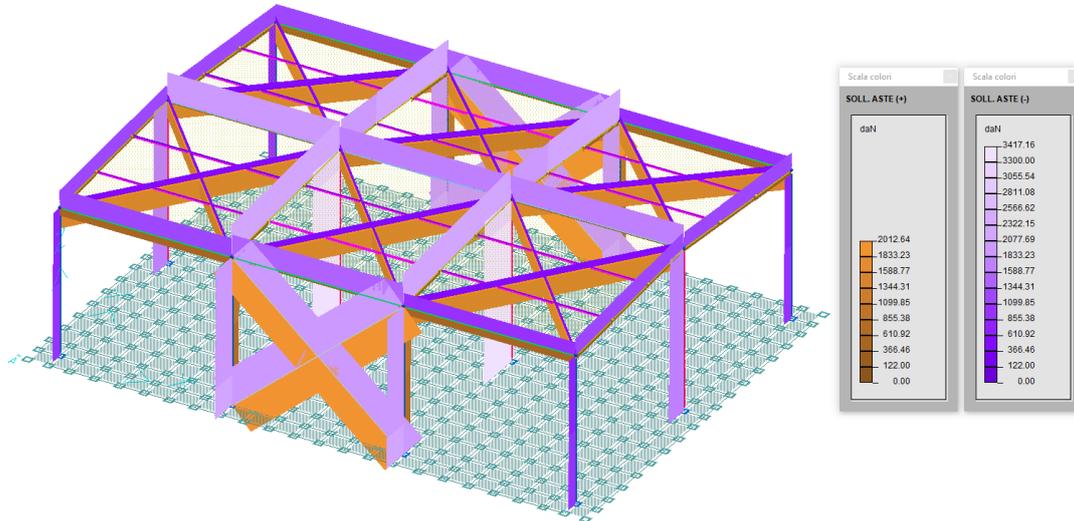


Figura 108 - Cabinato compressori - Involuppo delle sollecitazioni N in tutti i casi SLU

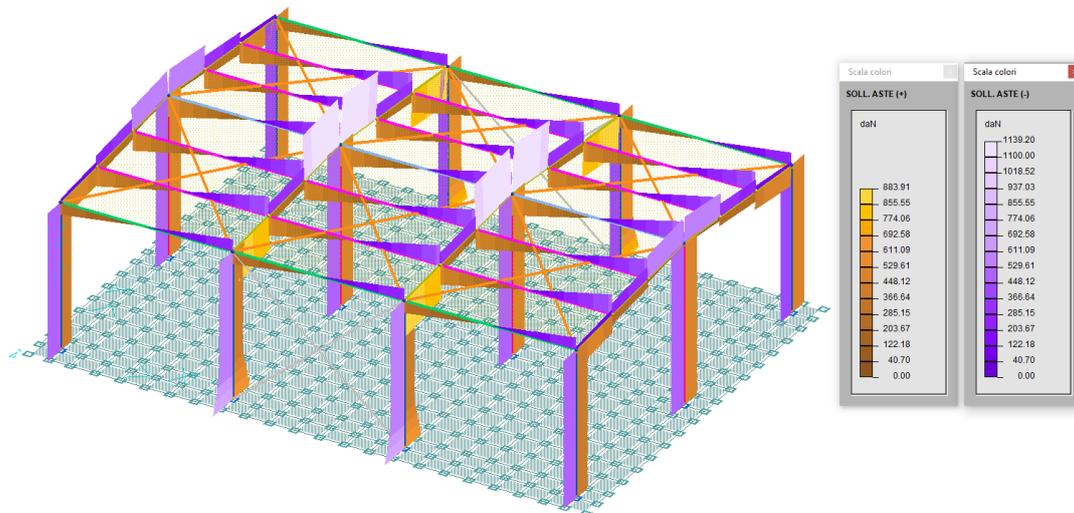


Figura 109 - Cabinato compressori - Involuppo delle sollecitazioni Ty in tutti i casi SLU

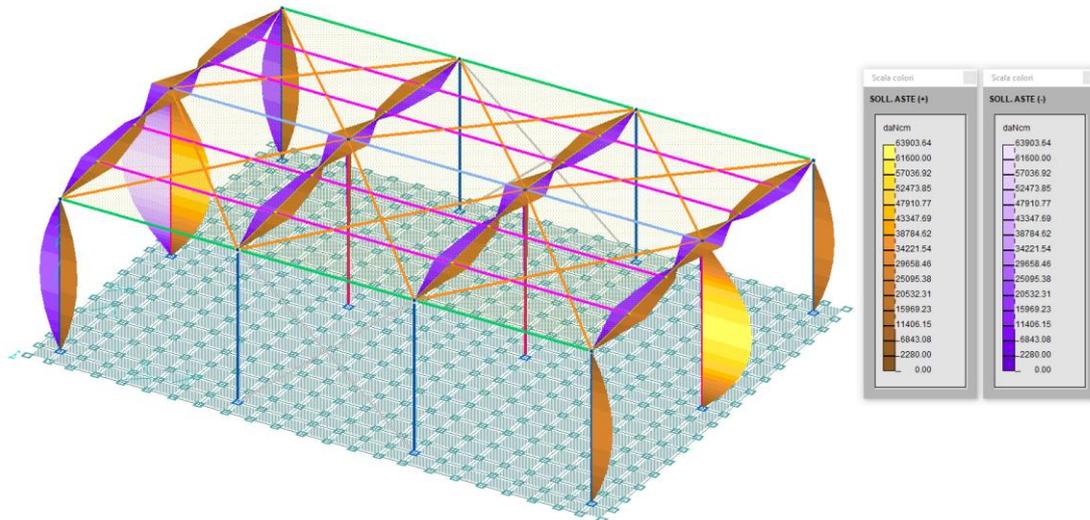


Figura 110 - Cabinato compressori - Involuppo delle sollecitazioni My in tutti i casi SLU

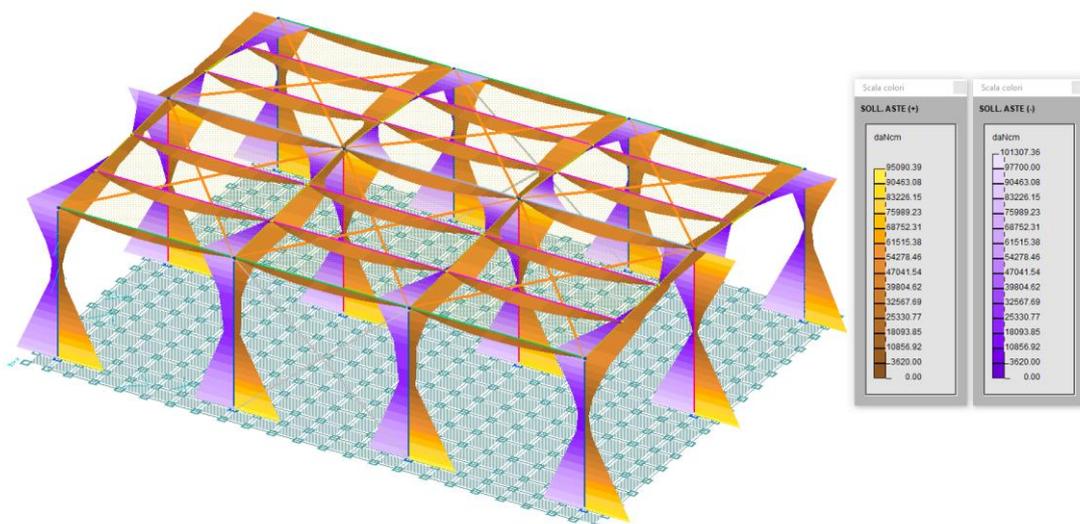
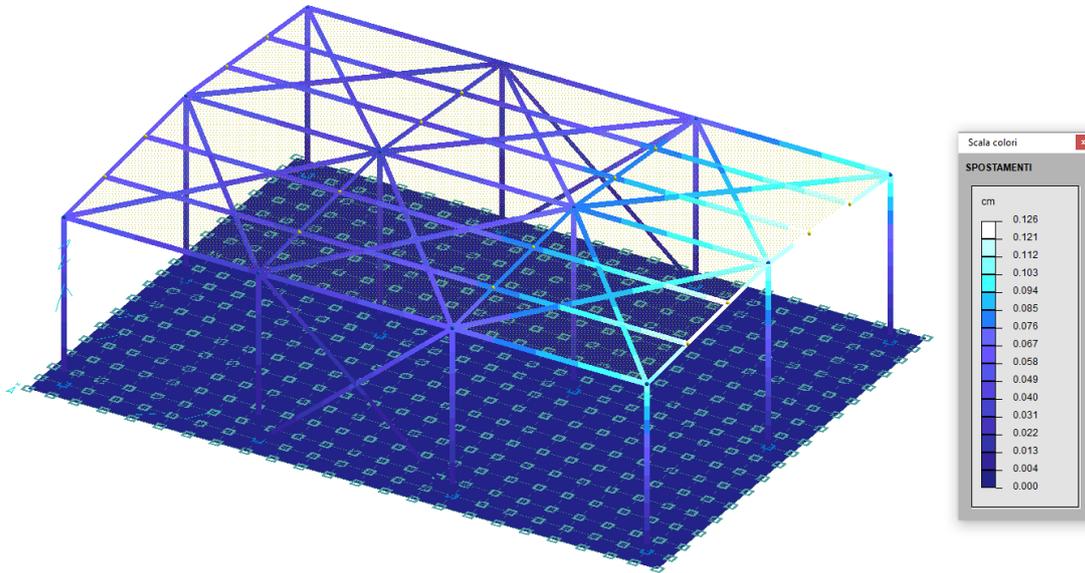


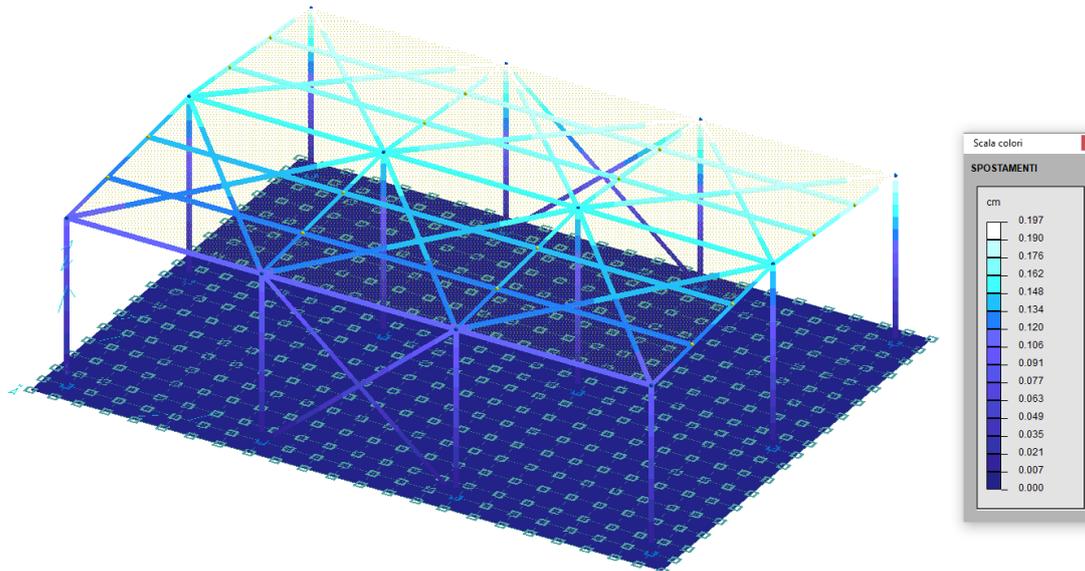
Figura 111 - Cabinato compressori - Involuppo delle sollecitazioni Mz in tutti i casi SLU

5.9.5 Spostamenti e verifiche agli SLE

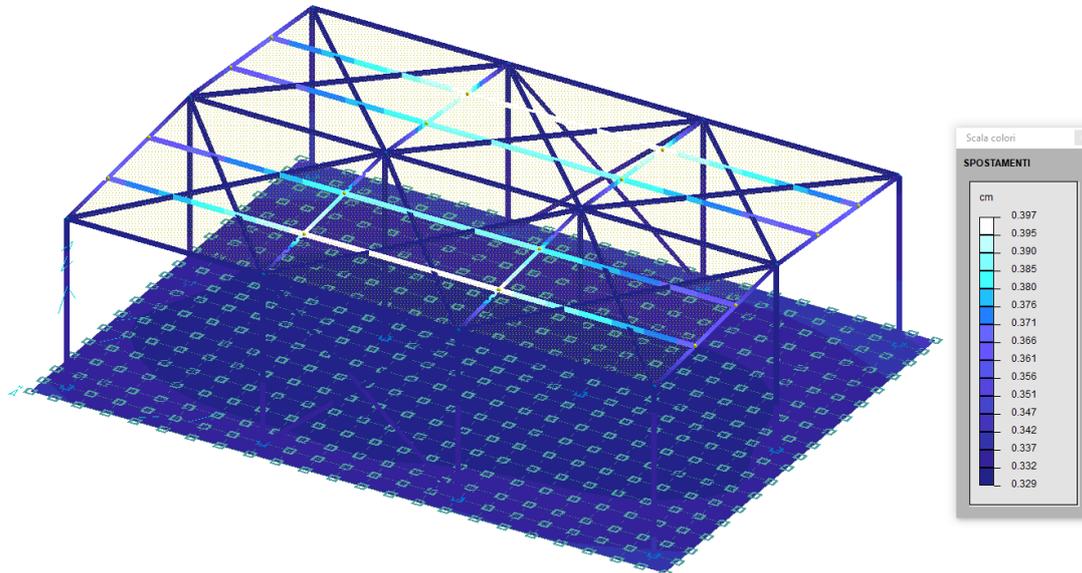
Di seguito si riportano gli involuppi degli spostamenti agli SLE dai quali si evince che sia gli spostamenti orizzontali sia gli spostamenti verticali risultano inferiori ai limiti previsti dalla Normativa vigente.



Spostamento massimo a Q = +3.40 m. $s_x = 0.126 \text{ cm} < H/150 = 2.26 \text{ cm}$



Spostamento massimo a Q = +3.40 m. $s_y = 0.197 \text{ cm} < H/150 = 2.26 \text{ cm}$



Spostamento massimo assoluto per travi di luce di 3.55 m $s_z = 0.397$ cm $< L/250 = 1.42$ cm

5.9.6 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire vengono riportate le immagini della numerazione degli elementi bidimensionali a "guscio" del modello agli elementi finiti.

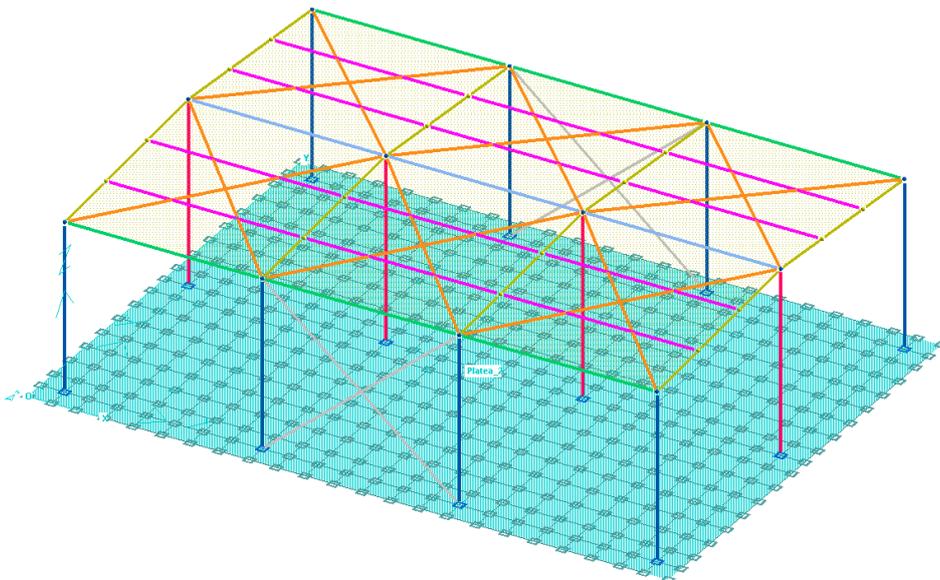


Figura 112 – Nomenclatura macrogusci

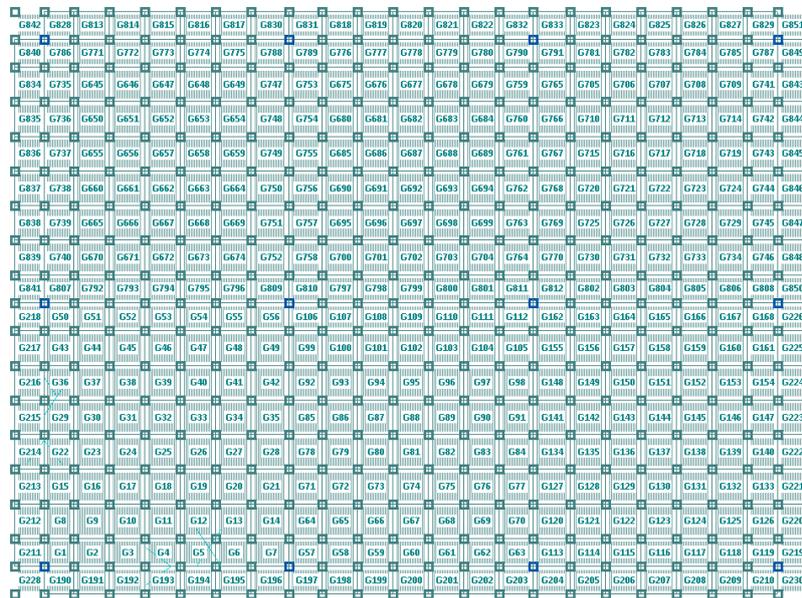


Figura 113 – Nomenclatura gusci

5.9.6.1 Platea di fondazione – Verifiche a SLU

La platea di fondazione dell'cabinato compressori è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati "gusci" su suolo alla Winkler e valutando l'interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell'armatura nelle platee di fondazione:

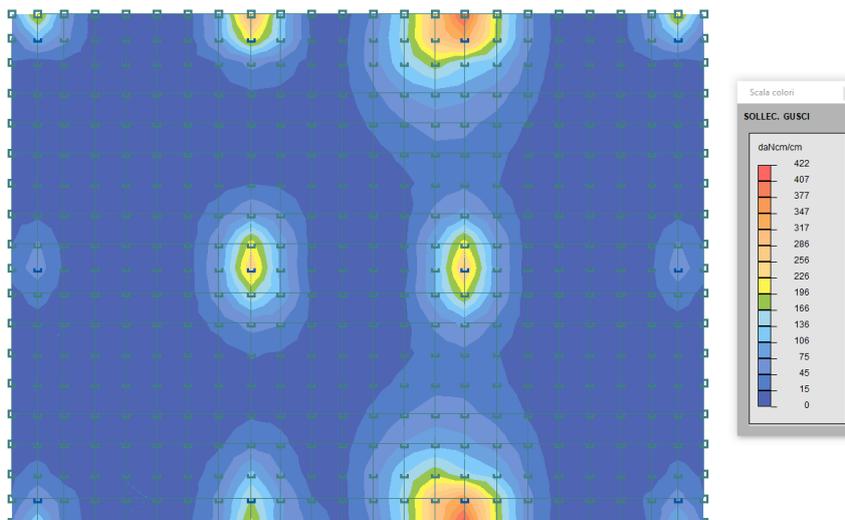


Figura 114 – Sforzi di Wood Mx inferiori – PLATEA

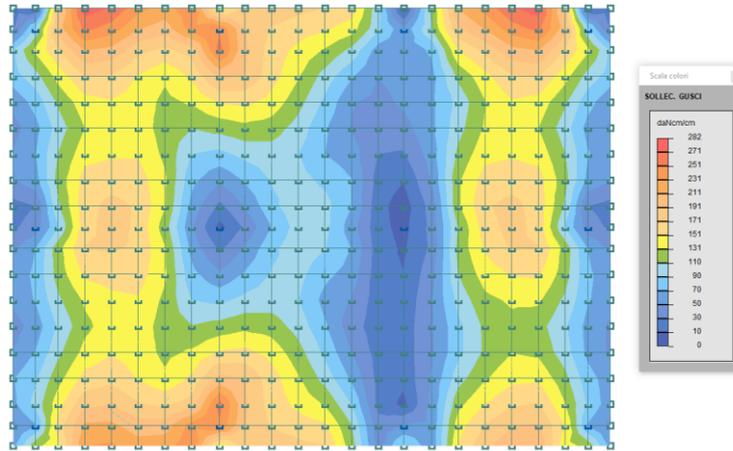


Figura 115 – Sforzi di Wood Mx superiori – PLATEA

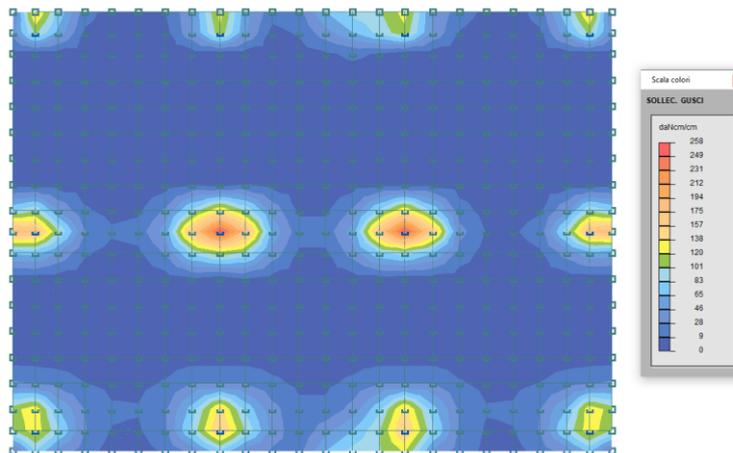


Figura 116 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

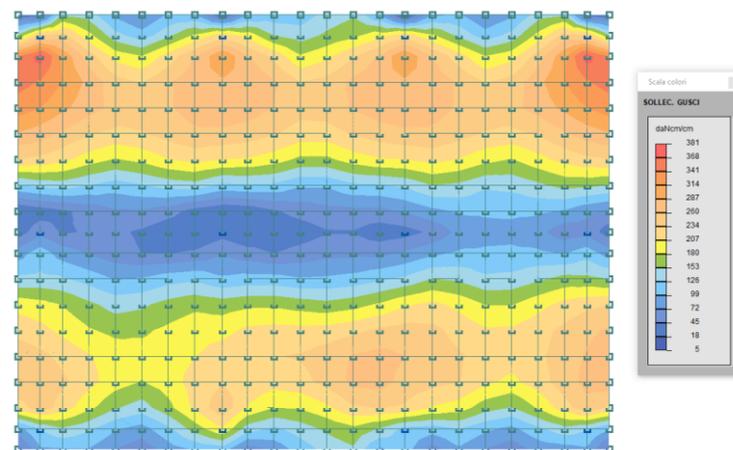


Figura 117 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA



Si riporta la verifica a taglio del basamento:

$$V_{Sd} = v_{Sd} \cdot s = 0.5 \cdot 40 = 20 \text{ daN/cm} = 20 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

dove:

$b_w = 1000 \text{ mm}$ (lunghezza unitaria)

$d_{utile} = 360 \text{ mm}$ (altezza utile)

$$k = 1 + (200 / d_{utile})^{1/2} = 1.74; \quad \rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.0016$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 144.6 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 20 \text{ kN/m} \text{ (verificato)}$$

$$V_{Rd} = 119.3 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 20 \text{ kN/m} \text{ (verificato)}$$

5.9.6.2 Platea di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.10 FONDAZIONE COMPRESSORI GAS NATURALE

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica del basamento dei compressori gas naturale.

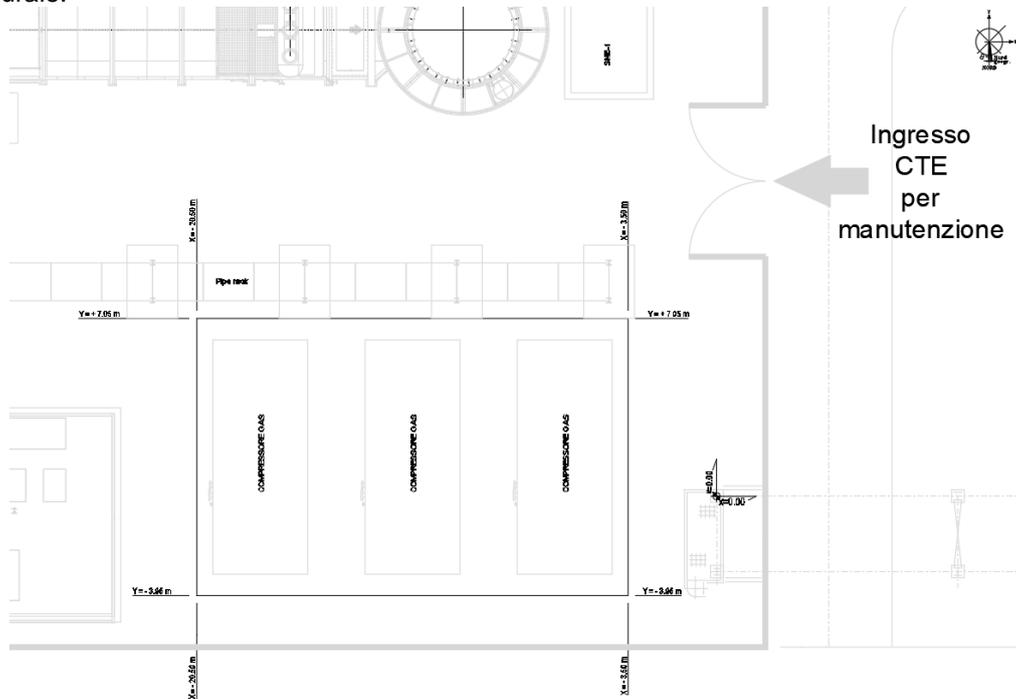


Figura 119 – Ubicazione della fondazione dei compressori a gas

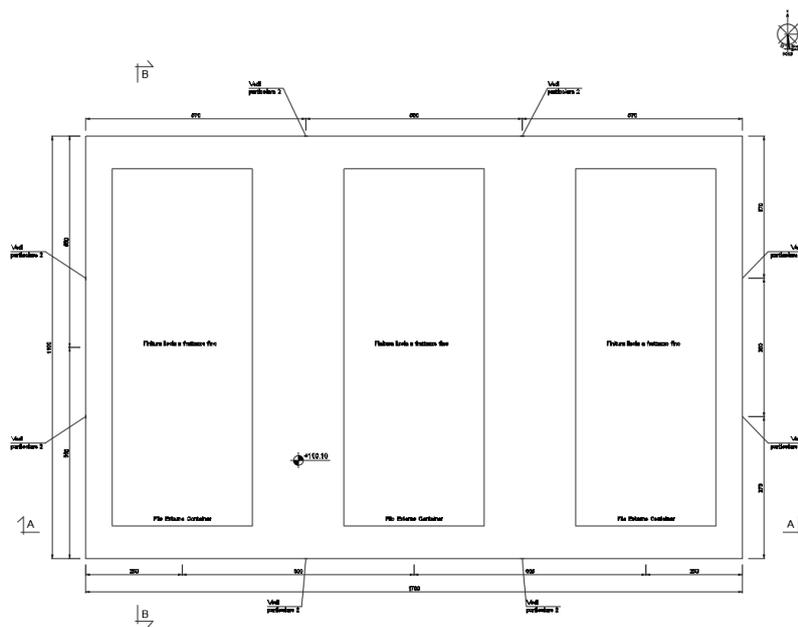


Figura 120 – Geometria della fondazione

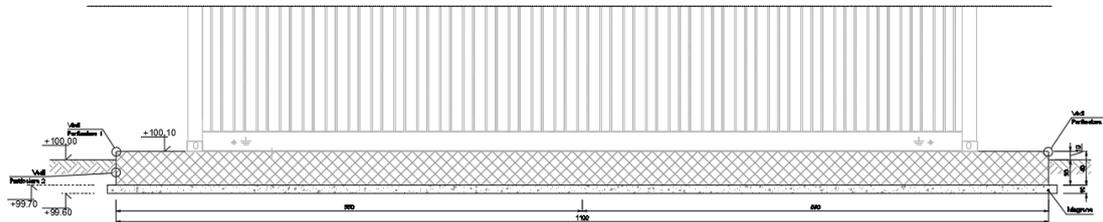


Figura 121 – Sezione B-B della fondazione

5.10.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica della fondazione in c.a. dei compressori gas naturale è stato utilizzato un modello agli elementi finiti.

Il basamento ha forma rettangolare e presenta dimensioni massime in pianta pari a 17.00x11.00 m. La platea di fondazione ha spessore pari a 40 cm. Al fine di ottenere le sollecitazioni alla base dei tre container sono state modellate delle aste fittizie infinitamente rigide che permettono di trasferire le sollecitazioni dal baricentro del cabinato alla fondazione. Le platee di fondazione sono state modellate con elementi “guscio” su terreno elastico alla Winkler (coefficiente di Winkler $k_w = 0.68 \text{ daN/cm}^3$) bloccando i soli spostamenti orizzontali (in x ed in y).

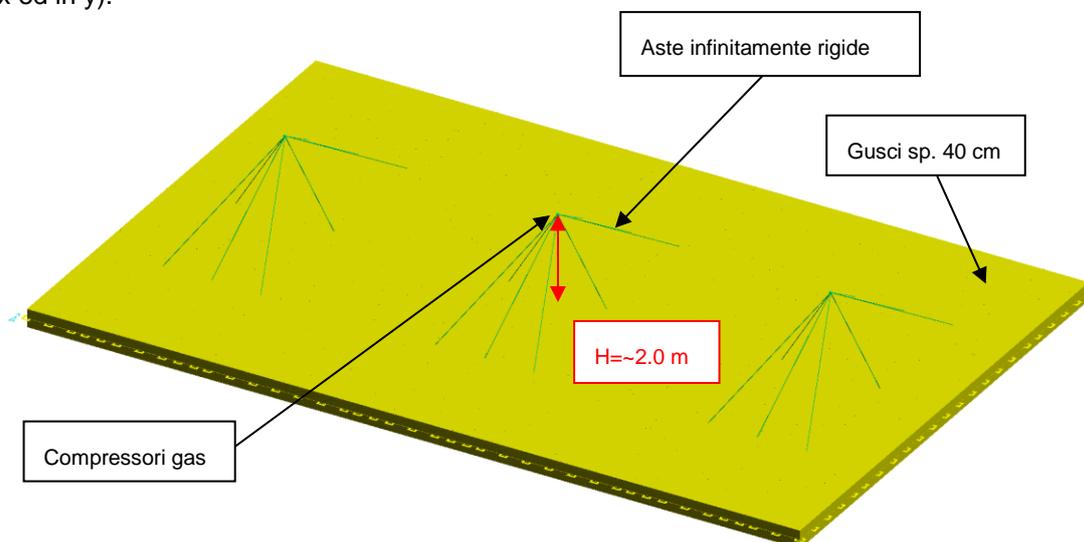


Figura 122 – Modello agli elementi finiti



5.10.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.10.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$.

5.10.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Carico dovuto alla presenza del container compressori gas naturali: $P = 19500 \text{ daN}$.
Tale carico è stato applicato come forza agente verticalmente nel baricentro di ciascun container tramite l'utilizzo di aste fittizie infinitamente rigide.

5.10.2.3 Variabile ambienti industriali

Si considera un carico variabile per ambienti industriali applicato sulla fondazione come carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = 400 \text{ daN/m}^2$$

5.10.2.4 Neve

Non si considera il carico neve poiché di entità irrisoria rispetto ai carichi verticali agenti sulla struttura.

5.10.2.5 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Per il calcolo di q_r e C_d si rimanda al paragrafo 5.1.2.6 della presente relazione.

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10 \text{ m}$, $z_{min} = 5.00 \text{ m}$.

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{min} = 5.00 \text{ m}$, quota maggiore della massima altezza raggiunta dal gruppo elettrogeno:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$$

$$C_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

Coefficiente di pressione

$$C_{pe} = 0.8$$

Coefficiente di pressione interna

$$C_{pi} = +0.2$$



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	0.039505	21.960	0.000	0.000	0.702	0.043	0.042				
2	0.037015	0.000	0.000	0.000	0.059	0.056					
3	0.024958	0.000	99.843	0.000	0.991						
4	0.024726	78.040	0.000	0.000							
MASSA TOTALE		100.000	99.843	0.000							

5.10.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso proprio	1	880	Peso proprio	Altro ...
<input type="radio"/> 002)	Permanente	1	3	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 003)	Var_Ambienti_End	1	880	E2:Ambienti Industriali	Altro ...
<input type="radio"/> 004)	Vento_X	1	1	Vento X	Vento X
<input type="radio"/> 005)	Vento_Y	1	3	Vento Y	Vento Y
<input type="radio"/> 006)	Sisma_X	1	3	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 007)	Sisma_Y	1	3	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 008)	Torcente_add_X	1	0	Torcente addiz X SLU	Altro ...
<input type="radio"/> 009)	Torcente_add_Y	1	3	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU Max Var	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
2	SLU VENTOX 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.900	±		
3	SLU VENTOY 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
				5	0.900	±		
4	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
5	SLU VENTOY 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
				5	1.500	±		
6	SISMAX SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
7	SISMAY SLU	nessuna	somma	7	1.000	±		
				9	1.000	±		
8	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	6	1.000
				2	1.000	+	7	0.300
				3	0.800	+		



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

9	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	7	1.000
				2	1.000	+	6	0.300
				3	0.800	+		
10	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	6	0.604
				2	1.000	+	7	0.181
				3	0.800	+		
11	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	7	0.604
				2	1.000	+	6	0.181
				3	0.800	+		
12	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	6	1.100
				2	1.000	+	7	0.330
				3	0.800	+		
13	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	7	1.100
				2	1.000	+	6	0.330
				3	0.800	+		
14	SLUGeo Max Var	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
15	SLUGeo VENTOX 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	0.780	±		
16	SLUGeo VENTYOY 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				5	0.780	±		
17	SLUGeo VENTOX 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	±		
18	SLUGeo VENTYOY 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				5	1.300	±		
19	SLUEqu Max Var	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
20	SLUEqu VENTOX 1	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.900	±		
21	SLUEqu VENTYOY 1	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	0.900	±		
22	SLUEqu VENTOX 3	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
23	SLUEqu VENTYOY 3	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	1.500	±		
24	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
25	Rara VentoX 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.600	±		
26	Rara VentoY 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	0.600	±		



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

27	Rara ventox 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	±		
28	Rara VentoY 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	1.000	±		
29	Frequente 1	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.900	+		
30	Frequente 2	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
31	Frequente Ventox 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				4	0.200	±		
32	Frequente VentoY 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				5	0.200	±		
33	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		

5.10.4 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire viene riportata l'immagine della numerazione degli elementi bidimensionali a "guscio".

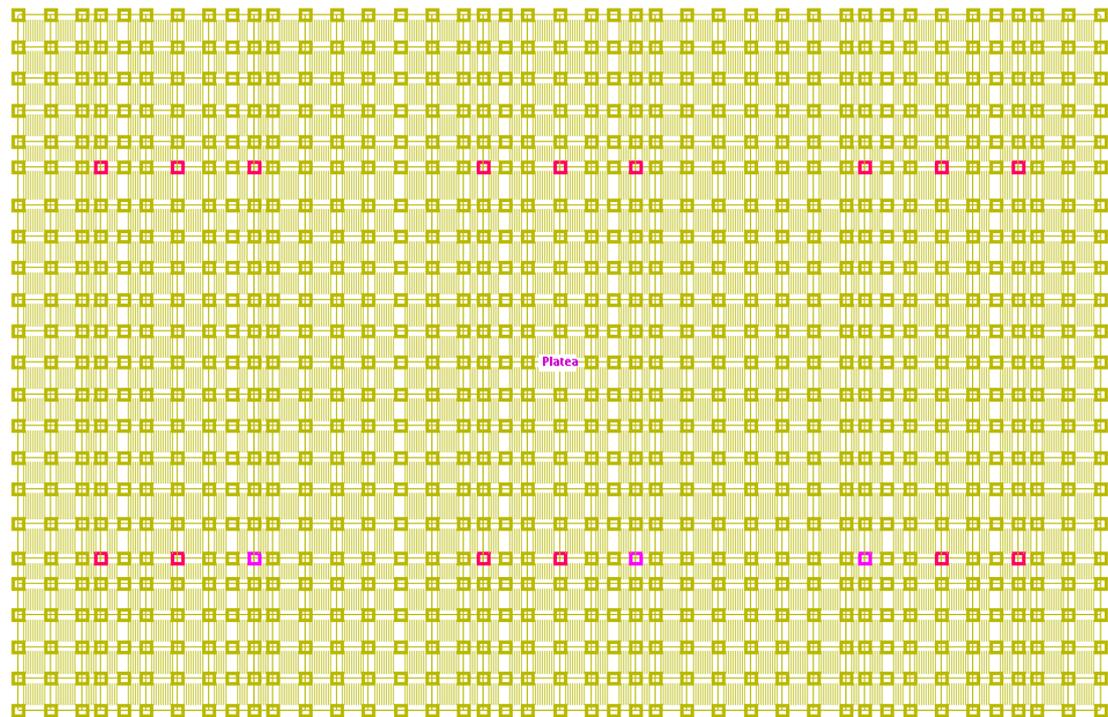


Figura 123 – Nomenclatura macrogusci

5.10.4.1 Platea di fondazione – Verifica a SLU

La platea di fondazione è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati “gusci” su suolo alla Winkler e valutando l'interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell'armatura nelle platee di fondazione:

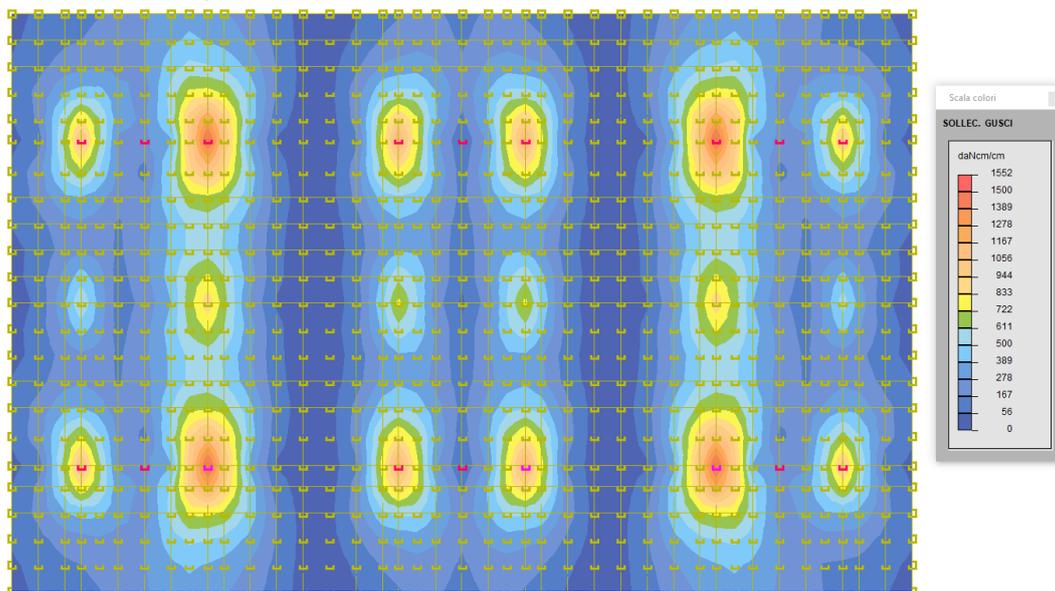


Figura 124 – Sforzi di Wood M_x inferiori – PLATEA

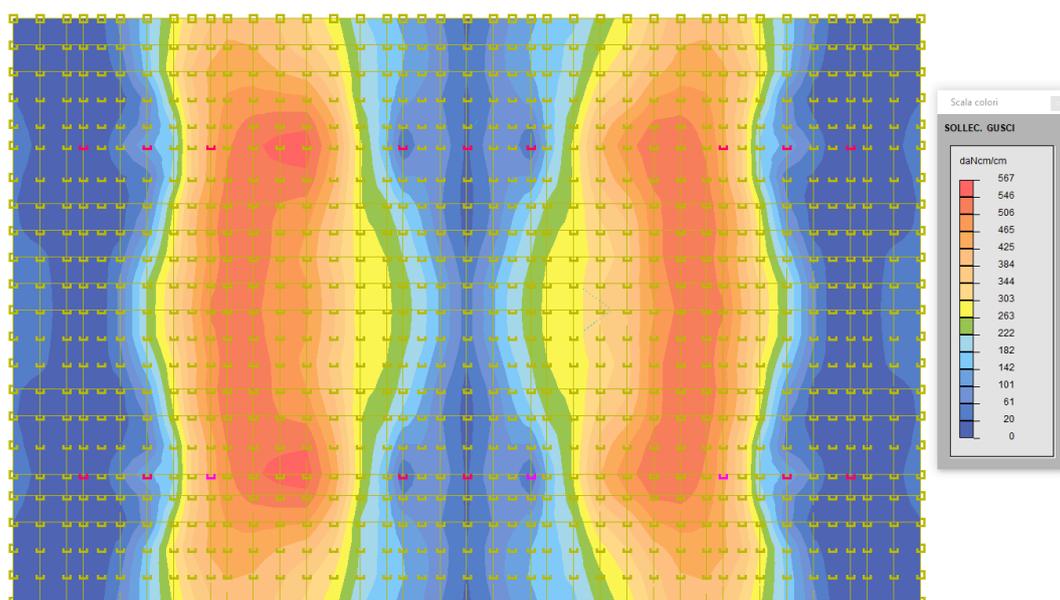


Figura 125 – Sforzi di Wood M_x superiori – PLATEA

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

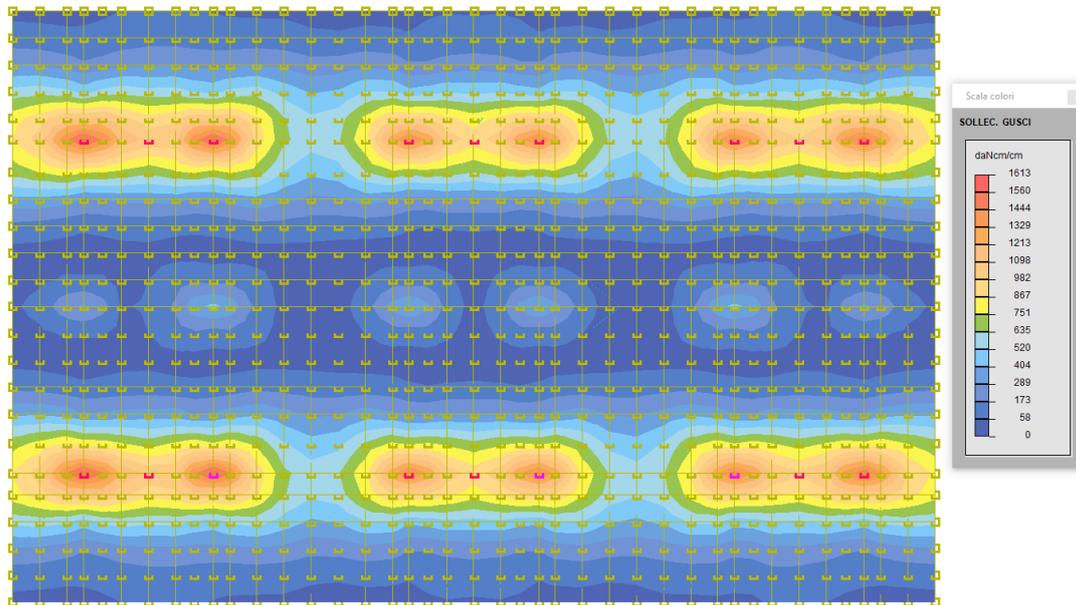


Figura 126 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

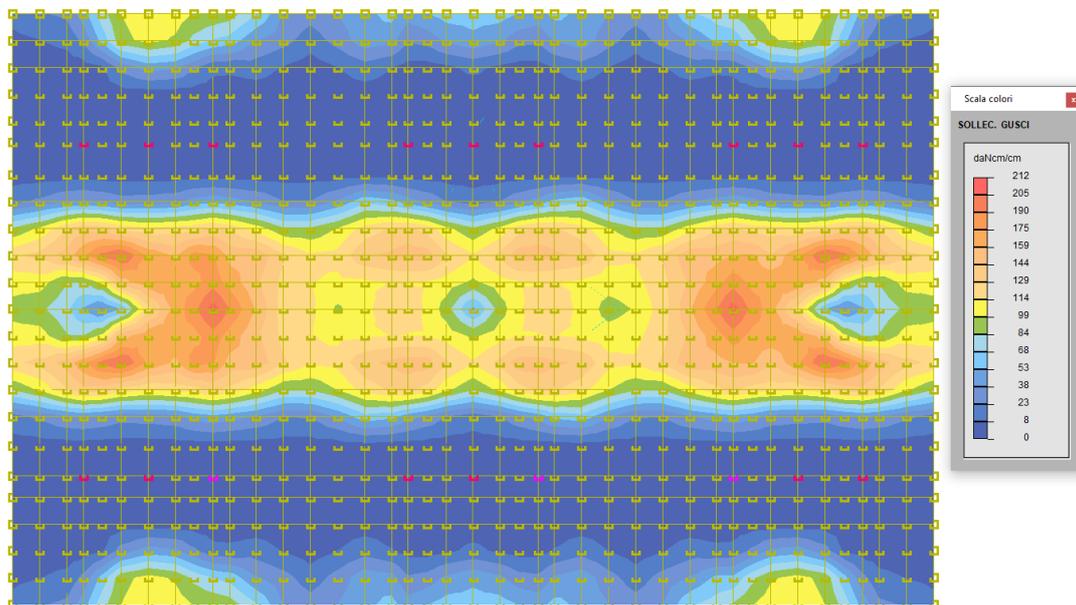


Figura 127 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA

La platea di fondazione del gruppo elettrogeno è armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura inferiore e superiore pari ad $1\phi 12/200$ mm e pertanto si verifica, considerando una sezione di altezza 40 cm e larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 1613$ daNm:

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5.65	4
			2	5.65	36

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
y_{Ed} 0

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola M_{Rd} 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 200000 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} 80.26 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 38.13 ‰
d 36 cm
x 3.027 x/d 0.08408
δ 0.7

Risulta $M_{Rd} = 8026 \text{ daNm} > M_{Ed} = 1613 \text{ daNm}$ VERIFICATO

Verifica a taglio

Di seguito si riportano gli involuipi di diagramma di taglio sollecitante del basamento:

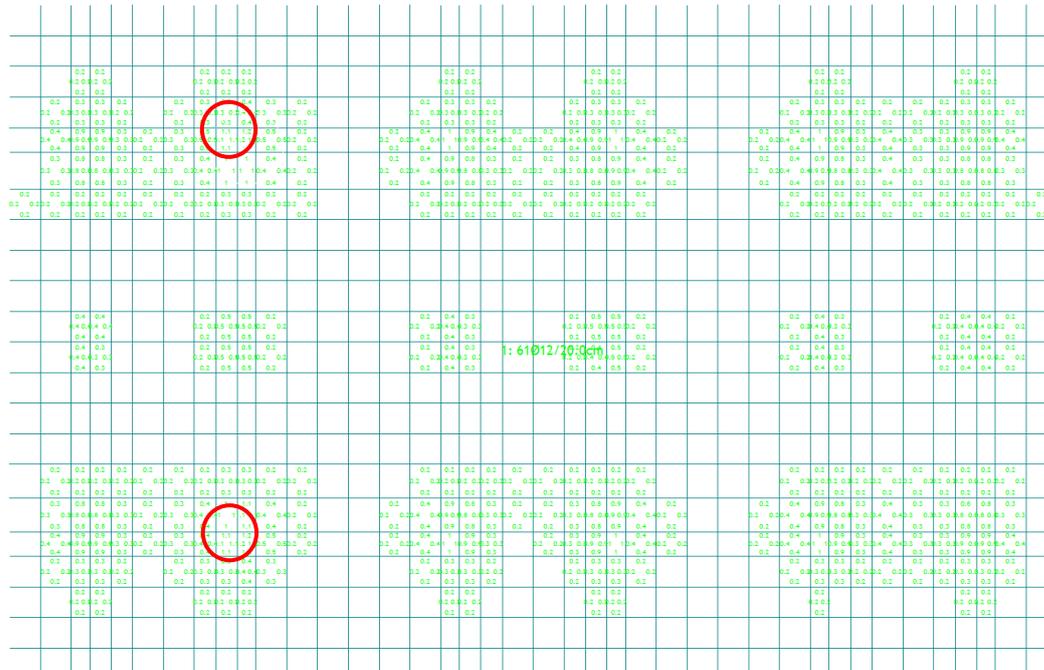


Figura 128 – Diagramma di taglio



Si riporta la verifica a taglio del basamento:

$$V_{Sd} = v_{Sd} \cdot s = 1.2 \cdot 40 = 48 \text{ daN/cm} = 48 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

dove:

$b_w = 1000 \text{ mm}$ (lunghezza unitaria)

$d_{utile} = 360 \text{ mm}$ (altezza utile)

$$k = 1 + (200 / d_{utile})^{1/2} = 1.74; \quad \rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.0016$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 144.6 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 48 \text{ kN/m} \text{ (verificato)}$$

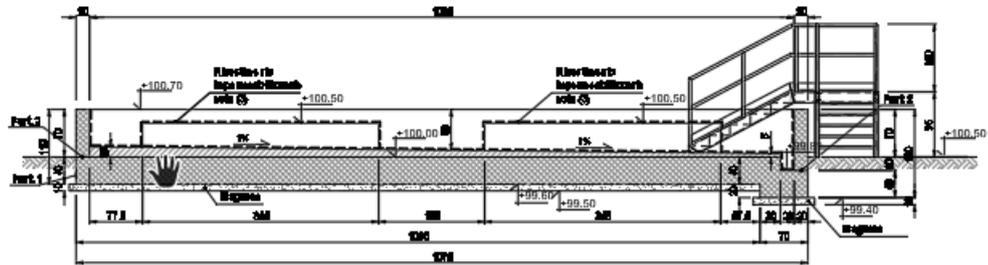
$$V_{Rd} = 119.3 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 48 \text{ kN/m} \text{ (verificato)}$$

5.10.4.2 Platea di fondazione – Verifica a SLE

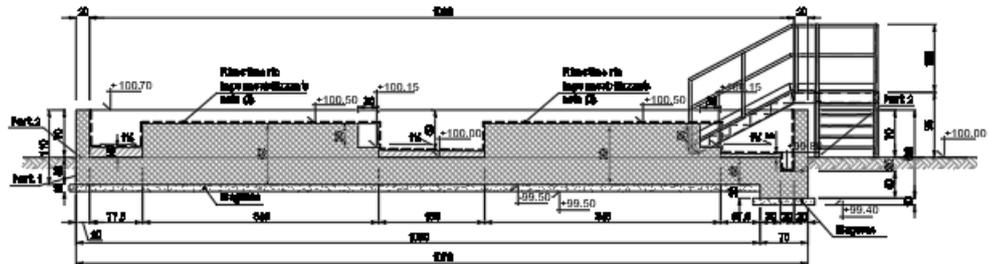
Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

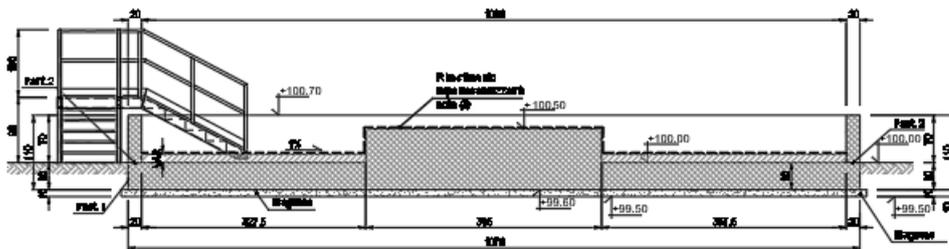
Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.



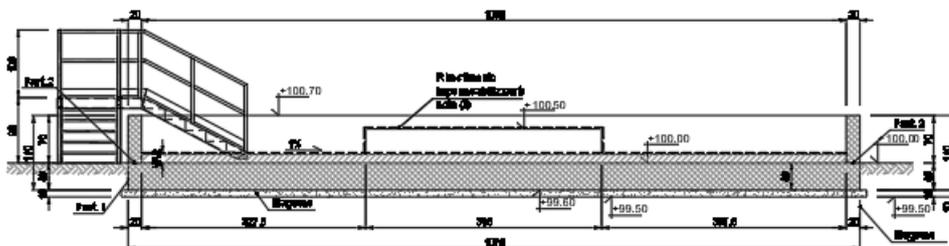
SEZIONE A-A
SCALA 1:50



SEZIONE B-B
SCALA 1:50



SEZIONE C-C
SCALA 1:50



SEZIONE D-D
SCALA 1:50

Figura 131 – Sezioni della vasca

5.11.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica della fondazione in c.a. dei serbatoi urea è stato utilizzato un modello agli elementi finiti.

La vasca che contiene i serbatoi urea presenta dimensioni massime in pianta pari a 10,70m x 10,00 m. Tale vasca è costituita da una platea di fondazione dello spessore di 40 cm e con aumento dello spessore della stessa a 90 cm in corrispondenza dei serbatoi dell'urea, tali da realizzare un sopralzo circolare di diametro 3.45 m. La vasca presenta pareti perimetrali di altezza pari a 2,10 m e spessore 20 cm.

Le pareti laterali sono state modellate con elementi "guscio", mentre la platea di fondazione è stata modellata con elementi "guscio" su terreno elastico alla Winkler (coefficiente di Winkler $k_w = 0.68 \text{ daN/cm}^3$) bloccando i soli spostamenti orizzontali (in x ed in y).

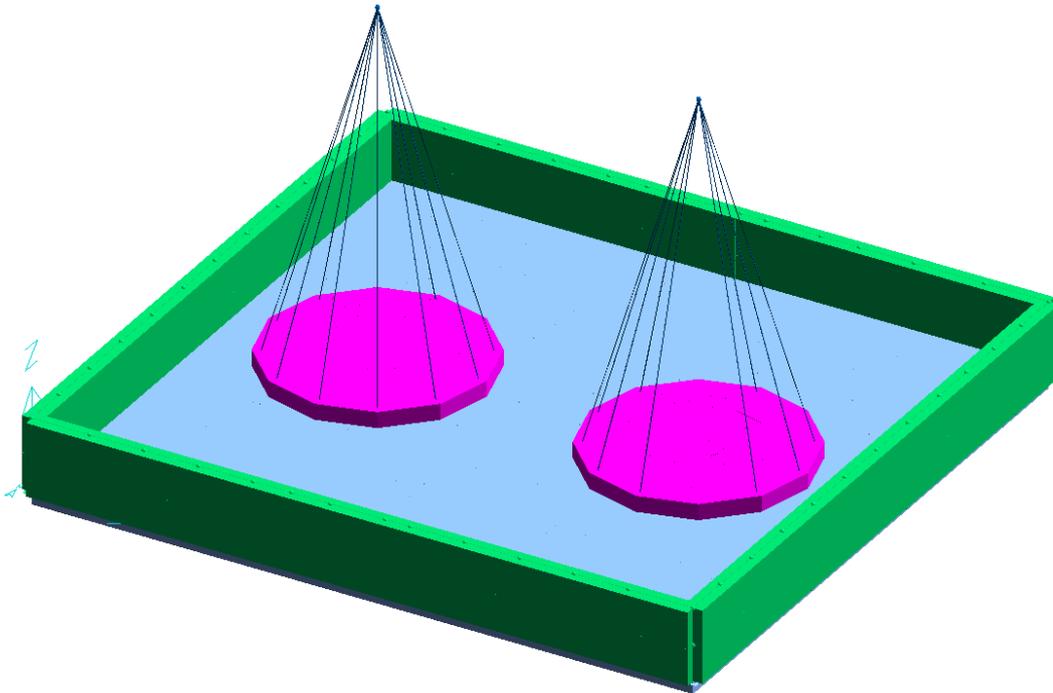


Figura 132 – Modello agli elementi finiti



5.11.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.11.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$.

5.11.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Presenza di massetto e guaina di impermeabilizzazione: $q=300 \text{ daN/m}^2$
- Carico dovuto alla presenza dei serbatoi a pieno carico:

serbatoio urea – $p=45400 \text{ kg}$

Tale carico è stato applicato come forza verticale agente nel baricentro di ciascun serbatoio tramite l'utilizzo di aste fittizie infinitamente rigide.

5.11.2.3 Neve

Per il calcolo neve si rimanda al paragrafo **5.1.2.5** di questa relazione.

Il carico neve sulla platea di fondazione risulta:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 8.0 \text{ kN/m}^2 = 80.00 \text{ daN/m}^2$$

Il carico neve sulla superficie del serbatoio risulta:

$$F = q_s \cdot \pi \cdot \frac{R^2}{4} = 80 \cdot \pi \cdot \frac{3.40^2}{4} = 730 \text{ daN}$$

Tale carico è stato applicato come forza verticale agente nel baricentro di ogni serbatoio considerando l'area di competenza di ciascun serbatoio.

5.11.2.4 Variabile

Si considera un carico variabile dovuto all'eventuale presenza di 70 cm di acqua piovana e applicato come carico uniformemente distribuito sulla platea di fondazione:

$$q_s = 700 \text{ daN/m}^2$$

5.11.2.5 Carico dovuto allo sversamento serbatoi

I carichi dovuti alla fuoriuscita dei liquidi dai serbatoi sono:

- Sul fondo della vasca: peso del liquido all'interno della vasca (altezza di 0.70 m) = 630 daN/m^2
- Sulle pareti perimetrali della vasca: spinta idrostatica agente come carico linearmente distribuito dal fondo vasca con valore massimo pari a 700 daN/m^2 ed a quota $Q = +0.70 \text{ m}$ con valore pari a 0.

- Peso dei serbatoi vuoti agenti sul supporto:

serbatoio urea - $p=6200 \text{ kg}$

Tale carico è stato applicato come forza verticale agente nel baricentro di ciascun serbatoio tramite l'utilizzo di aste fittizie infinitamente rigide.

5.11.2.6 Vento

Non si considera il carico vento poiché di entità minore rispetto all'azione sismica.

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.11.2.7 Azioni sismiche

ANALISI DINAMICA lavoro : \FUREA1

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
 Assi di vibrazione: X Y
 Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località CASSANO D'ADDA (long. 9.516 lat. 45.523700)

Categoria del suolo di fondazione = B

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.200$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.200$

$S = 1.440$

Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$

Periodo di riferimento $V_R = 100.0$

PVR : probabilità di superamento in $V_R = 10 \%$

Tempo di ritorno = 949

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

$a_g = 1.158$ [g/10]
 $F_0 = 2.468$
 $TC^* = 0.287$

Fattore di comportamento $q = 1.500$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.604

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	154878.9
2.	1.000	115262.9

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	0.160205	0.961	2.328	0.000	0.815	0.229	0.063	0.001	0.001	0.001	0.001
2	0.152762	0.022	78.372	0.000	0.353	0.082	0.001	0.001	0.001	0.001	
3	0.133482	80.771	0.001	0.000	0.205	0.001	0.001	0.001	0.001		
4	0.109708	0.272	0.012	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001			
5	0.015588	0.002	10.800	0.000	0.839	0.419	0.339				
6	0.014920	0.014	0.078	0.000	0.648	0.522					
7	0.013862	1.999	0.057	0.000	0.954						
8	0.013560	3.985	0.005	0.000							
MASSA TOTALE		88.027	91.653	0.000							



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.11.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Schede condizioni					
Nuova scheda		Modifica scheda	Duplica scheda	Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso proprio_____	1	528	Peso proprio	Altro ...
<input type="radio"/> 002)	Permanente_____	1	142	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 003)	Neve_(<1000m_slm)___	1	142	Neve (<1000m slm)	Altro ...
<input type="radio"/> 004)	Eccezz_Svers_Urea	1	242	Altro ...	Altro ...
<input type="radio"/> 005)	H2O	1	242	H1:Cop,Sottot sola manut	Carichi copertura
<input type="radio"/> 006)	Sisma_X	1	102	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 007)	Sisma_Y	1	102	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 008)	Torcente_add_X	1	100	Torcente addiz X SLU	Altro ...
<input type="radio"/> 009)	Torcente_add_Y	1	102	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

CASI DI CARICO

					CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
					Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
	1	SLU SENZA SISMA 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
					2	1.500	+		
					3	0.750	+		
					5	1.500	+		
	2	SLU SENZA SISMA 2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
					2	1.500	+		
					3	1.500	+		
	3	SLU SENZA SISMA 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
					2	1.500	+		
					3	0.750	+		
	4	SISMAX SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
					8	1.000	±		
	5	SISMAY SLU	nessuna	somma	7	1.000	±		
					9	1.000	±		
	6	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	4	1.000
					2	1.000	+	5	0.300



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

7	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	5	1.000		
				2	1.000	+	4	0.300		

8	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	4	0.604		
				2	1.000	+	5	0.181		

9	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	5	0.604		
				2	1.000	+	4	0.181		

10	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	4	1.100		
				2	1.000	+	5	0.330		

11	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	5	1.100		
				2	1.000	+	4	0.330		

12	SLUGeo 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+				
				2	1.300	+				
				3	0.650	+				
				5	1.300	+				

13	SLUGeo 2	SLU_GEO	somma	1	1.000	+				
				2	1.300	+				
				3	1.300	+				

14	SLUGeo 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+				
				2	1.300	+				
				3	0.650	+				

15	Rara 1	Rara	somma	1	1.000	+				
				2	1.000	+				
				3	0.500	+				
				5	1.000	+				

16	Rara 2	Rara	somma	1	1.000	+				
				2	1.000	+				
				3	1.000	+				

17	Rara 3	Rara	somma	1	1.000	+				
				2	1.000	+				
				3	0.500	+				

18	Frequente 1	Freq.	somma	1	1.000	+				
				2	1.000	+				



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

19	Frequente 2	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.200	+		
20	Frequente 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
21	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
22	Eccezionale sversame	Tens.Amm.	somma	1	1.000	+		
				4	1.000	+		

5.11.4 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire viene riportata l'immagine della numerazione degli elementi bidimensionali a "guscio".

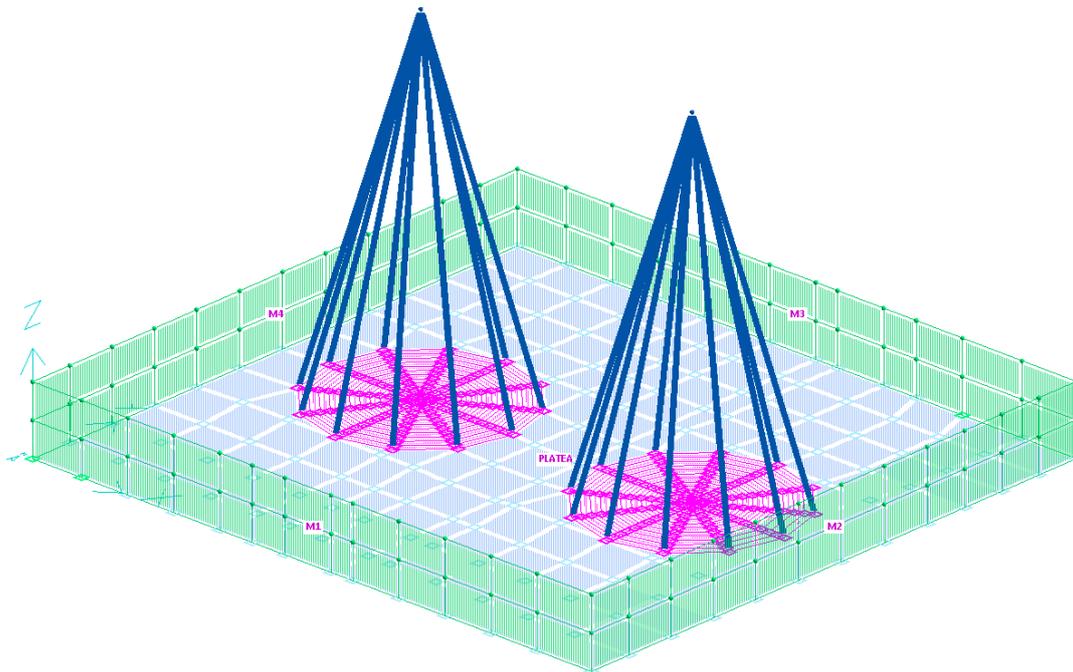


Figura 133 – Nomenclatura macrogusci

5.11.4.1 Platea di fondazione – Verifica a SLU

La platea di fondazione della vasca è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati “gusci” su suolo alla Winkler e valutando l’interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell’armatura nelle platee di fondazione:

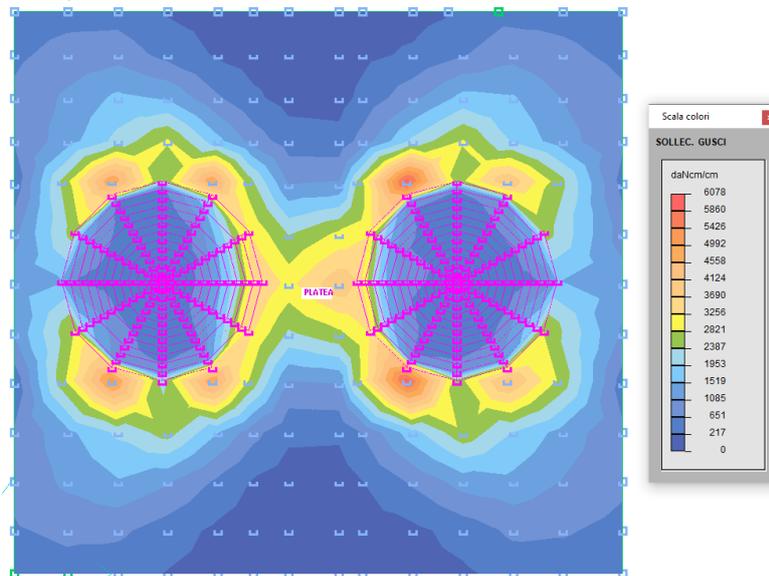


Figura 134 – Sforzi di Wood M_x inferiori – PLATEA

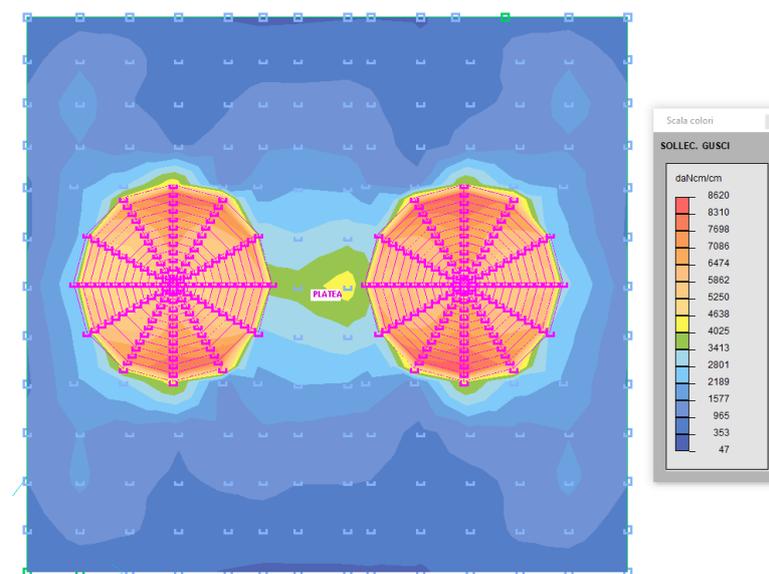


Figura 135 – Sforzi di Wood M_x superiori – PLATEA

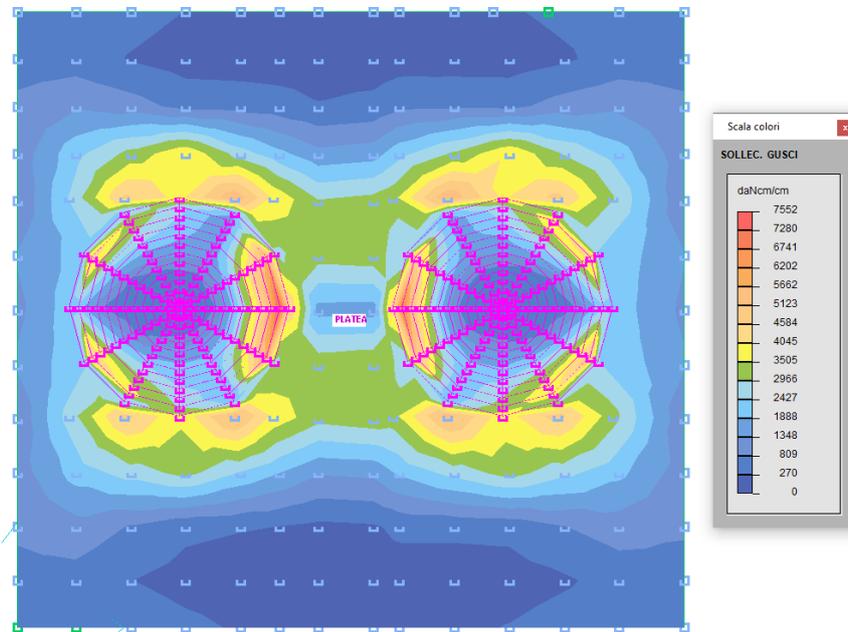


Figura 136 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

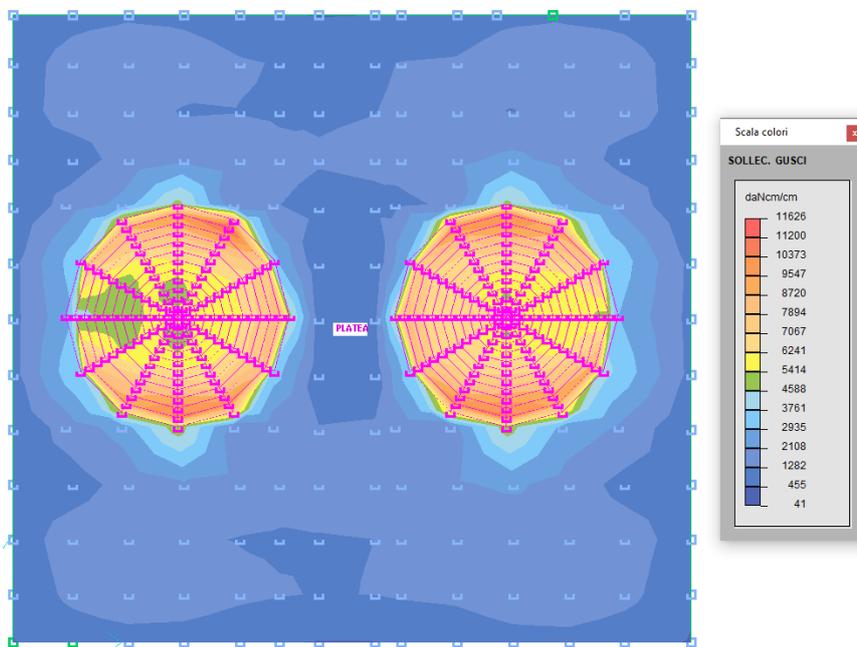
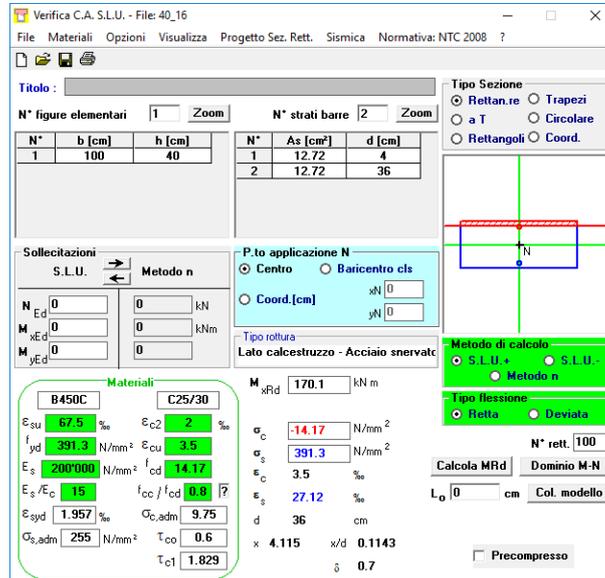


Figura 137 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA

La platea di fondazione della vasca serbatoi urea è armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura inferiore e superiore pari ad $1\phi 18/200$ mm e pertanto si verifica, considerando una sezione di altezza 40 cm e larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 2611$ daNm:

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture



Verifica C.A. S.L.U. - File: 40_16

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	12.72	4
			2	12.72	36

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N: Centro

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C, C25/30

M_{xRd}: 170.1 kNm

σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 27.12 ‰
d: 36 cm
x: 4.115 x/d: 0.1143
δ: 0.7

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

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

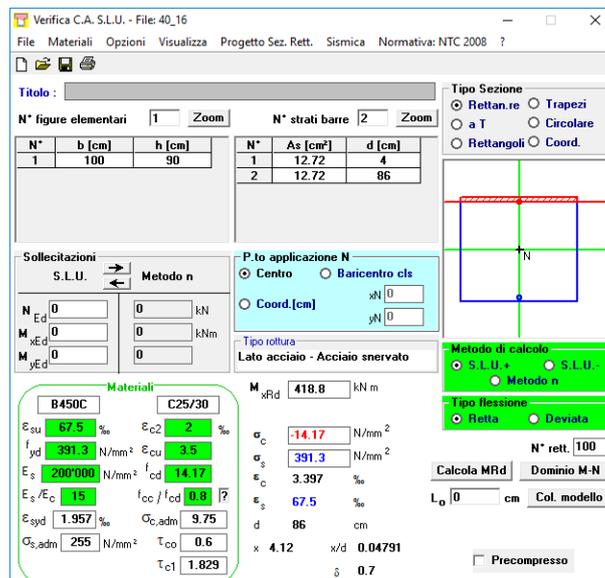
Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Risulta $M_{Rd} = 17010 \text{ daNm} > M_{Ed} = 2611 \text{ daNm}$ VERIFICATO

La platea di fondazione in corrispondenza della sezione di altezza pari a 90 cm è armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura superiore ed inferiore pari ad $1\phi 18/200$ e pertanto si verifica, considerando una sezione di altezza 90 cm e larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo valore di momento sollecitante $M_{Ed} = 11626 \text{ daNm}$:



Verifica C.A. S.L.U. - File: 40_16

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	12.72	4
			2	12.72	86

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N: Centro

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C, C25/30

M_{xRd}: 418.8 kNm

σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.397 ‰
ε_s: 67.5 ‰
d: 86 cm
x: 4.12 x/d: 0.04791
δ: 0.7

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

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Risulta $M_{Rd} = 41880 \text{ daNm} > M_{Ed} = 11626 \text{ daNm}$ VERIFICATO

Verifica a taglio

Di seguito si riportano gli involuipi di diagramma di taglio sollecitante del basamento:

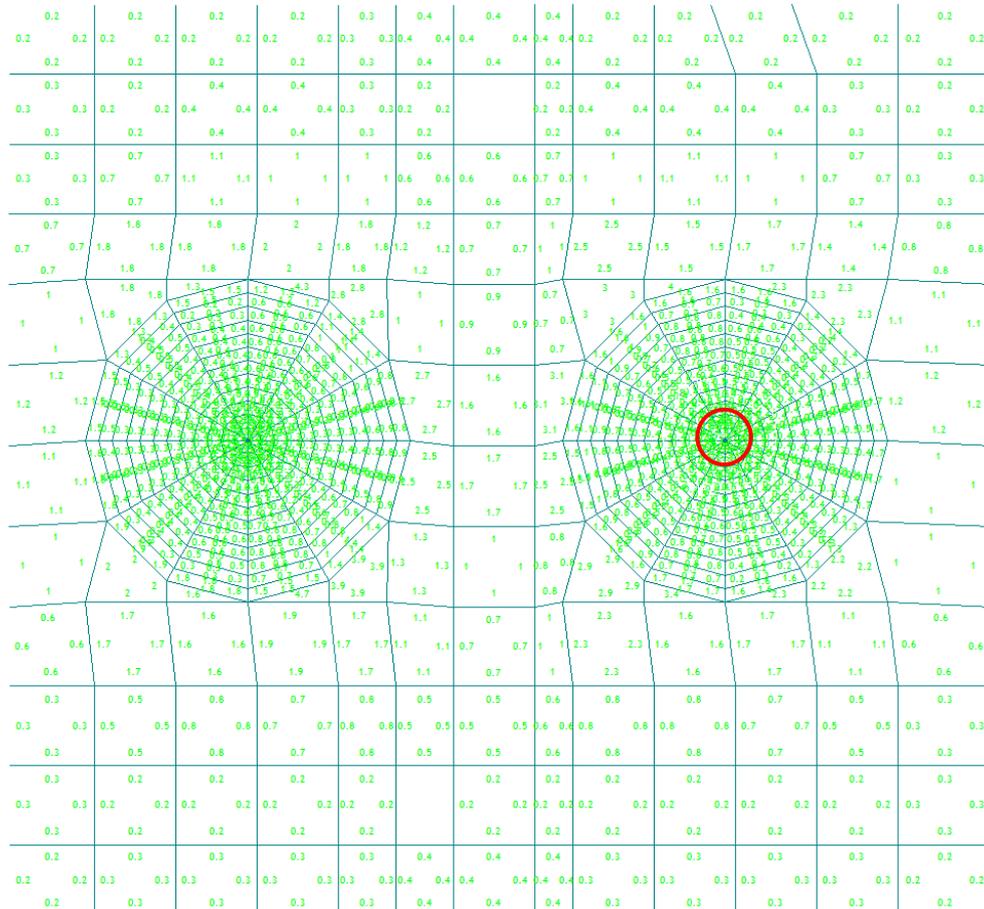


Figura 138 – Diagramma di taglio platea di fondazione

Si riporta la verifica a taglio del basamento $h=40$ cm:

$$V_{Sd} = v_{Sd} \cdot s = 5.6 \cdot 90 = 504 \text{ daN/cm} = 504 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b \cdot d_{utile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b \cdot d_{utile})$$

dove:

$b=1000$ mm (lunghezza unitaria)

$d = 860$ mm (altezza utile)

$$k = 1 + (200 / d_{utile})^{1/2} = 1.48; \quad \rho_l = A_{sl} / (b \cdot d) = 0.0015$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 272 \text{ kN/m} < V_{Sd} = 504 \text{ kN/m (non verificato)}$$

$$V_{Rd} = 237 \text{ kN/m} < V_{Sd} = 504 \text{ kN/m (non verificato)}$$

In fase esecutiva sarà necessario disporre opportuna armatura a taglio.

5.11.4.2 Platea di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.11.4.3 Setti perimetrali – Verifica a SLU

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell'armatura dei setti perimetrali:

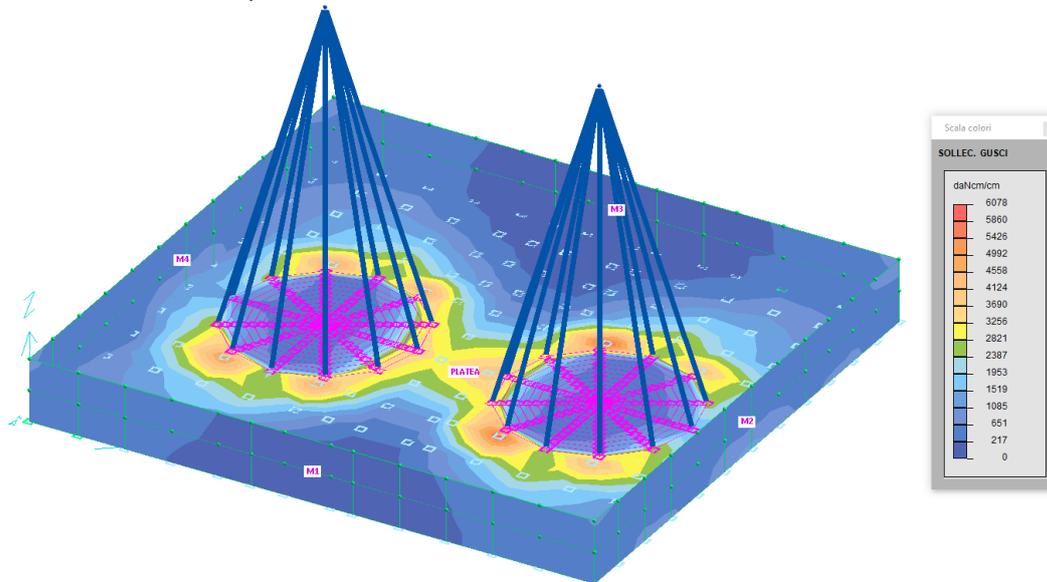


Figura 139 – Sforzi di Wood Mx inferiori

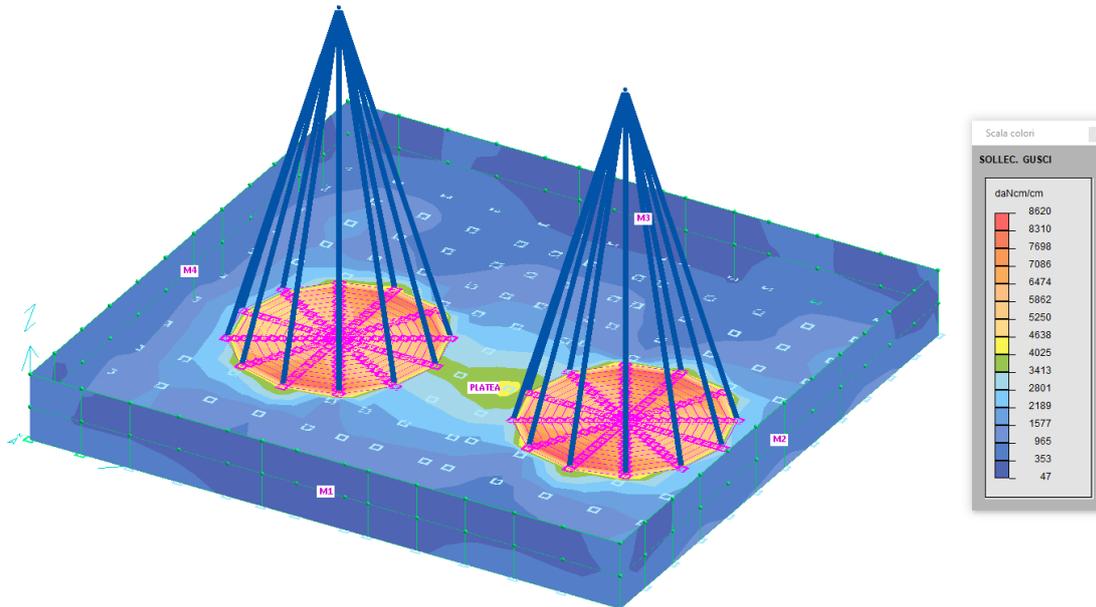


Figura 140 – Sforzi di Wood Mx superiori

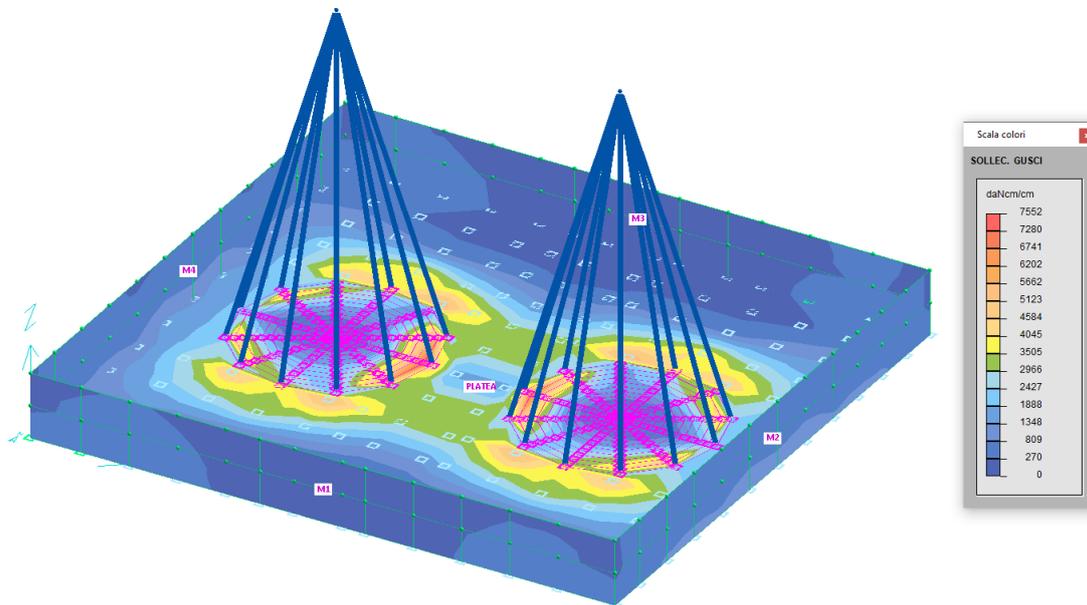


Figura 141 – Sforzi di Wood My inferiori

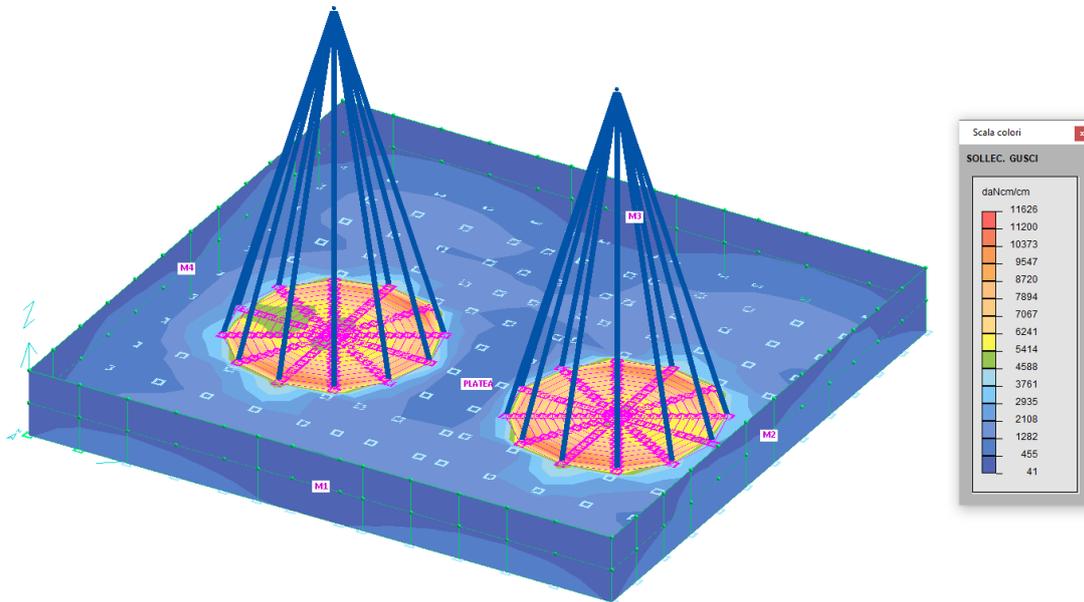


Figura 142 – Sforzi di Wood My superiori – F1

I setti della fondazione sono armati in direzione X e Y con un'armatura inferiore e superiore pari ad $1\varnothing 12/200$ mm e pertanto si verifica, considerando una sezione di altezza 20 cm e larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 1178$ daNm:

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	5.65	4
			2	5.65	26

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 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/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm ²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 58.16 kNm

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 26.55 ‰
 d 26 cm
 x 3.028 x/d 0.1165
 δ 0.7

Risulta $M_{Rd} = 5816$ daNm $>$ $M_{Ed} = 1178$ daNm

VERIFICATO



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

5.11.4.4 Setti perimetrali – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.

5.12 FONDAZIONI GRUPPO ELETTROGENO

Oggetto del presente paragrafo è il calcolo e la verifica del basamento del gruppo elettrogeno.

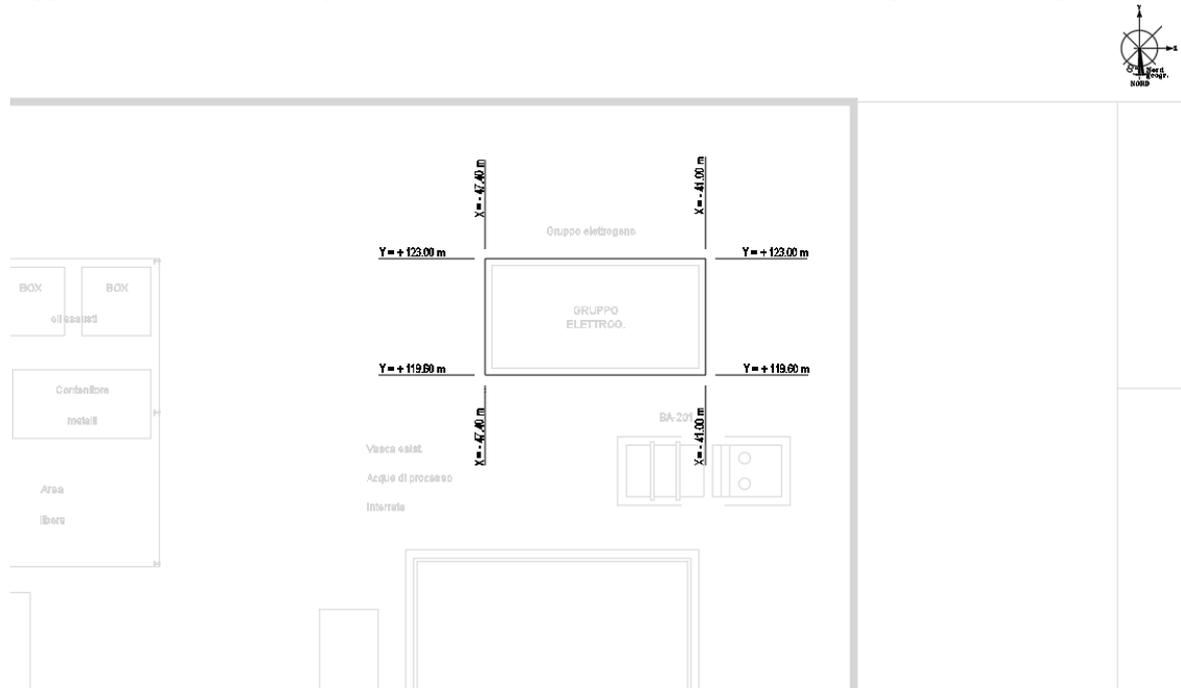


Figura 143 – Ubicazione della fondazione del gruppo elettrogeno

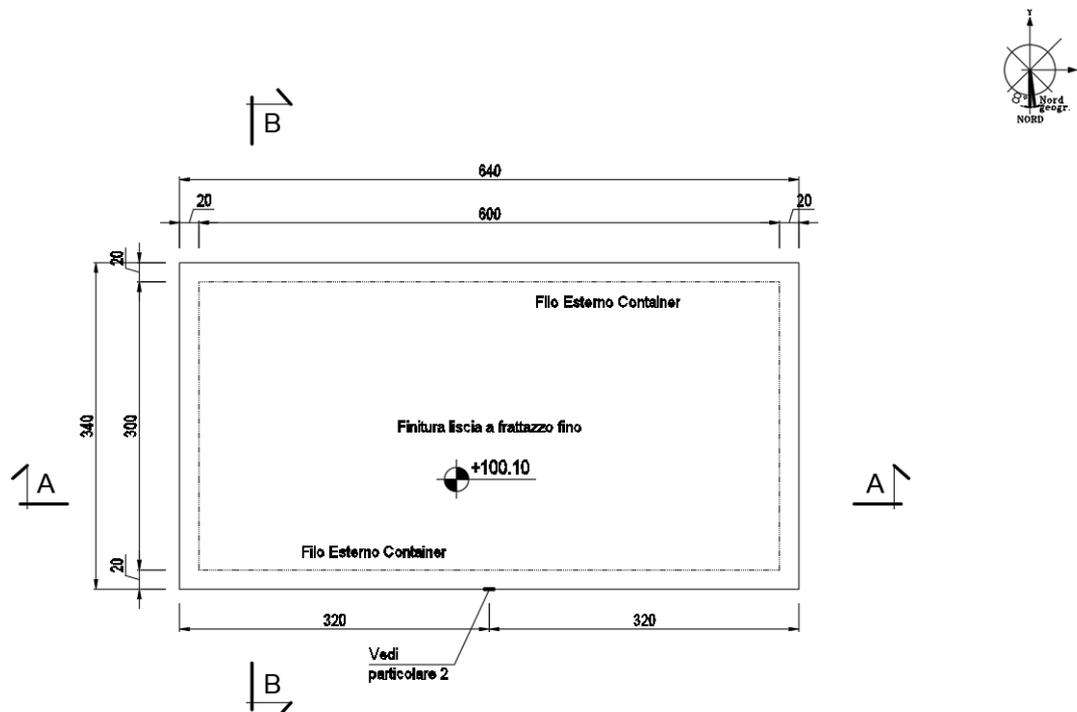
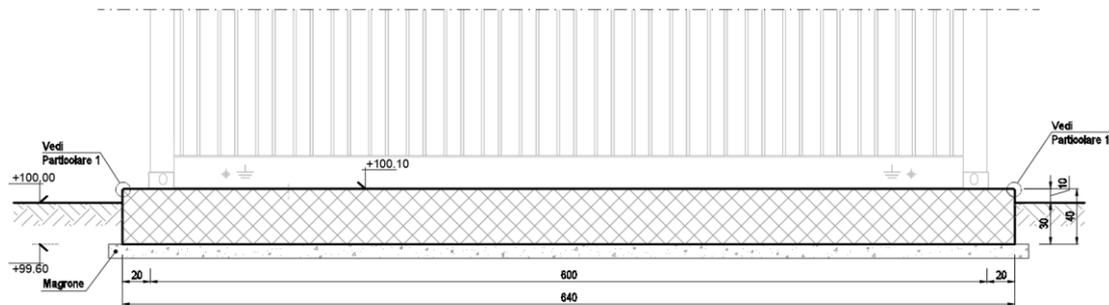


Figura 144 – Geometria della fondazione

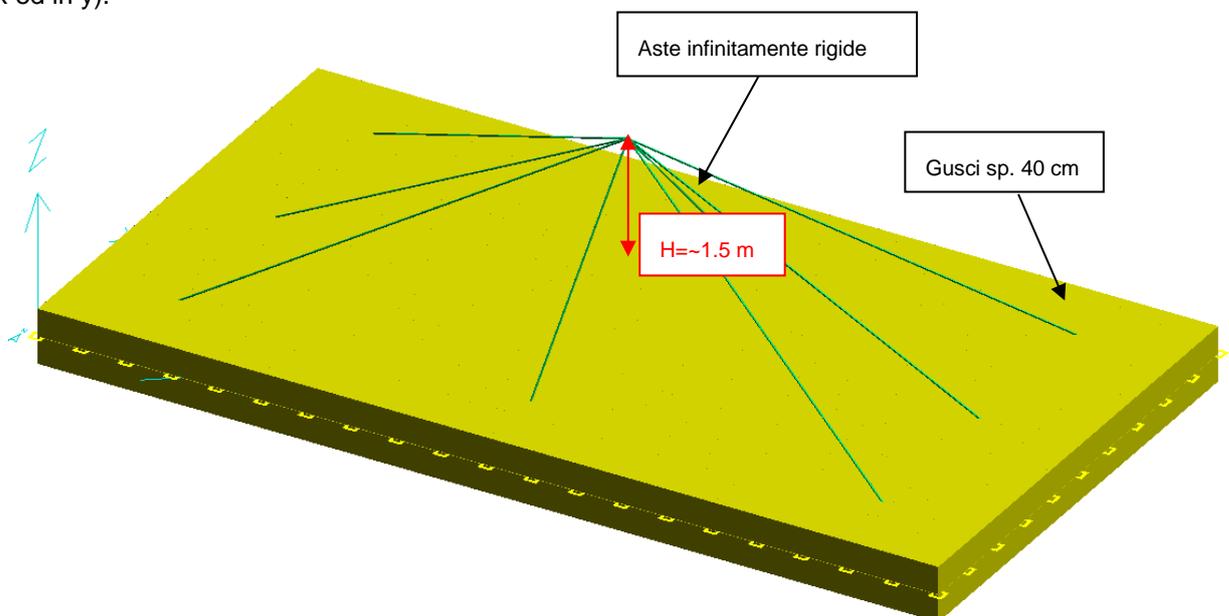
*Figura 145 – Sezione A-A della fondazione*

5.12.1 MODELLI STRUTTURALI UTILIZZATI

Per il calcolo e la verifica della fondazione in c.a. del gruppo elettrogeno è stato utilizzato un modello agli elementi finiti.

Il basamento ha forma rettangolare e presenta dimensioni massime in pianta pari a 3,40x6,40 m. La platea di fondazione ha spessore pari a 40 cm. Al fine di ottenere le sollecitazioni alla base del container sono state modellate delle aste fittizie infinitamente rigide che permettono di trasferire le sollecitazioni dal baricentro del cabinato alla fondazione.

Le platee di fondazione sono state modellate con elementi “guscio” su terreno elastico alla Winkler (coefficiente di Winkler $k_w = 0.68 \text{ daN/cm}^3$) bloccando i soli spostamenti orizzontali (in x ed in y).

*Figura 146 – Modello agli elementi finiti*



5.12.2 ANALISI DEI CARICHI

Ai punti seguenti si riporta l'analisi dei carichi agenti e la definizione dei casi di carico.

5.12.2.1 Peso Proprio

I pesi propri delle strutture sono stati valutati considerando un peso di volume del c.a. pari a $\gamma_{CA} = 2500 \text{ daN/m}^3$ e dell'acciaio pari a $\gamma_S = 7850 \text{ daN/m}^3$.

5.12.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulla fondazione sono stati considerati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- Carico dovuto alla presenza del container gruppo elettrogeno: $P = 30000 \text{ daN}$.
Tale carico è stato applicato come forza agente verticalmente nel baricentro del container tramite l'utilizzo di aste fittizie infinitamente rigide.

5.12.2.3 Variabile ambienti industriali

Si considera un carico variabile per ambienti industriali applicato sulla fondazione come carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = 400 \text{ daN/m}^2$$

5.12.2.4 Neve

Non si considera il carico neve poiché di entità irrisoria rispetto ai carichi verticali agenti sulla struttura.

5.12.2.5 Vento

La pressione del vento agente normalmente alle superfici dell'edificio, secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i., vale:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Per il calcolo di q_r e C_d si rimanda al paragrafo 5.1.2.6 della presente relazione.

Coefficiente di esposizione

Ai fini della definizione del coefficiente di esposizione si considera che la struttura è ubicata in Emilia Romagna, ricade in Zona 2, ad una quota a_s minore di 500 m s.l.m., ad una distanza dalla costa superiore ai 30 km, con classe di rugosità del terreno classe C (aree con ostacoli diffusi quali alberi, case, muri, recinzioni, ecc); da tali parametri la categoria di esposizione del sito risulta essere la III, cui corrisponde $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10 \text{ m}$, $z_{min} = 5.00 \text{ m}$.

Si considera un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$, mentre il coefficiente di esposizione si valuta per l'altezza minima $z_{min} = 5.00 \text{ m}$, quota maggiore della massima altezza raggiunta dal gruppo elettrogeno:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$$

$$C_e(5.00) = 0.20^2 \cdot 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10) \cdot [7 + 1.0 \cdot \ln(5.00/0.10)] = 1.71$$

Coefficiente di pressione

$$C_{pe} = 0.8$$

Coefficiente di pressione interna

$$C_{pi} = +0.2$$



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.113712	0.000	100.000	0.000	0.023	0.007						
2	0.061021	100.000	0.000	0.000	0.053							
3	0.040245	100.000	0.000	0.000								
MASSA TOTALE		200.000	100.000	0.000								

5.12.3 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI E DEI CASI DI CARICO

Schede condizioni

Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced		
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	200	Peso proprio	Altro ...		
<input type="radio"/> 002)	Permanente_____	1	1	Permanente	Altro ...		
<input type="radio"/> 003)	Var_Ambienti_End	1	200	E2:Ambienti Industriali	Altro ...		
<input type="radio"/> 004)	Vento_X	1	1	Vento X	Vento X		
<input type="radio"/> 005)	Vento_Y	1	1	Vento Y	Vento Y		
<input type="radio"/> 006)	Sisma_X	1	1	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 007)	Sisma_Y	1	1	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...		
<input type="radio"/> 008)	Torcente_add_X	1	0	Torcente addiz X SLU	Altro ...		
<input type="radio"/> 009)	Torcente_add_Y	1	0	Torcente addiz Y SLU	Altro ...		

CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU Max Var	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
2	SLU VENTOX 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.900	±		
3	SLU VENTOY 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	0.900	±		
4	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
5	SLU VENTOY 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	1.500	±		
6	SISMAX SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
7	SISMAY SLU	nessuna	somma	7	1.000	±		
				9	1.000	±		
8	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	6	1.000
				2	1.000	+	7	0.300
				3	0.800	+		

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

9	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	7	1.000
				2	1.000	+	6	0.300
				3	0.800	+		
10	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	6	0.604
				2	1.000	+	7	0.181
				3	0.800	+		
11	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	7	0.604
				2	1.000	+	6	0.181
				3	0.800	+		
12	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	6	1.100
				2	1.000	+	7	0.330
				3	0.800	+		
13	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	7	1.100
				2	1.000	+	6	0.330
				3	0.800	+		
14	SLUGeo Max Var	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
15	SLUGeo VENTOX 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	0.780	±		
16	SLUGeo VENTOY 1	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				5	0.780	±		
17	SLUGeo VENTOX 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	±		
18	SLUGeo VENTOY 3	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				5	1.300	±		
19	SLUEqu Max Var	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
20	SLUEqu VENTOX 1	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.900	±		
21	SLUEqu VENTOY 1	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	0.900	±		
22	SLUEqu VENTOX 3	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	±		
23	SLUEqu VENTOY 3	SLU_EQU	somma	1	0.900	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	1.500	±		
24	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
25	Rara VentoX 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.600	±		
26	Rara VentoY 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	0.600	±		



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

27	Rara Ventox 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	±		
28	Rara VentoY 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	±		
				5	1.000	±		
29	Frequente 1	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.900	+		
30	Frequente 2	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
31	Frequente Ventox 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				4	0.200	±		
32	Frequente VentoY 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		
				4	0.200	±		
				5	0.200	±		
33	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.800	+		

5.12.4 STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

A seguire viene riportata l'immagine della numerazione degli elementi bidimensionali a "guscio".

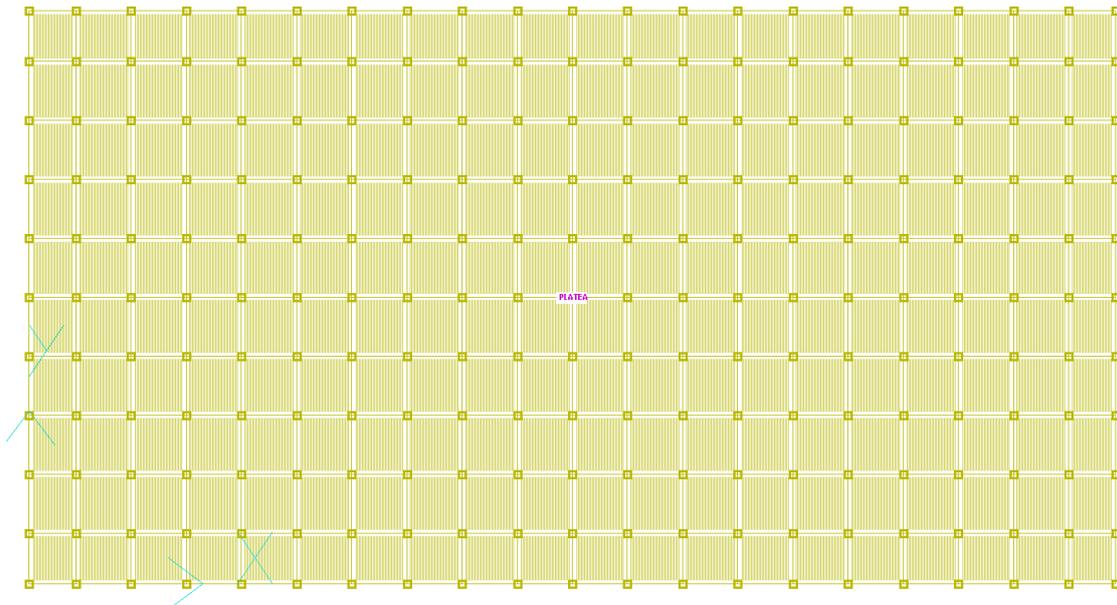


Figura 147 – Nomenclatura macrogusci

5.12.4.1 Platea di fondazione – Verifica a SLU

La platea di fondazione è stata studiata mediante un modello ad elementi finiti composto da elementi bidimensionali denominati “gusci” su suolo alla Winkler e valutando l'interazione terreno-struttura.

Verifica a flessione

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti di Wood necessari al calcolo e verifica dell'armatura nelle platee di fondazione:

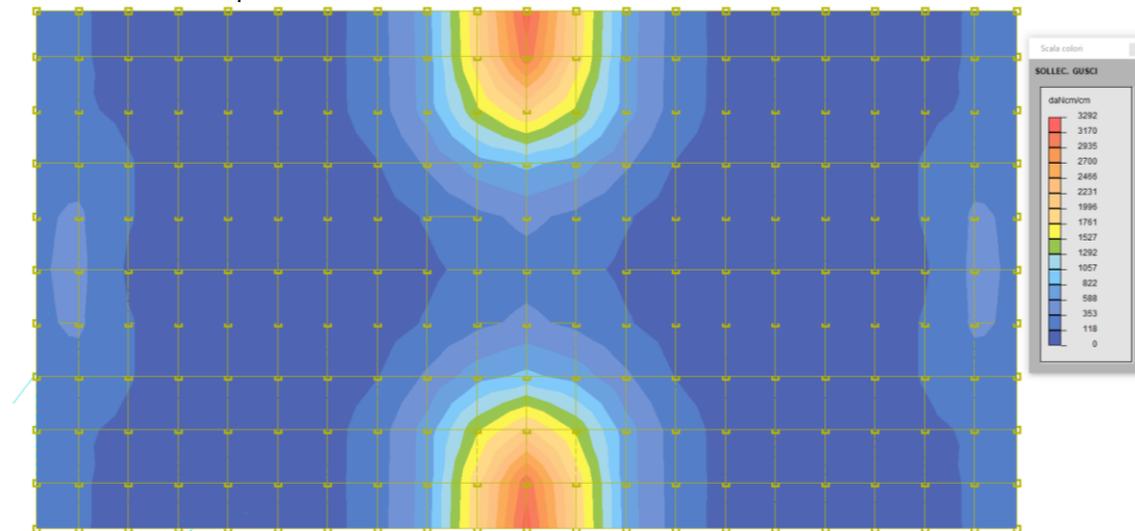


Figura 148 – Sforzi di Wood Mx inferiori – PLATEA

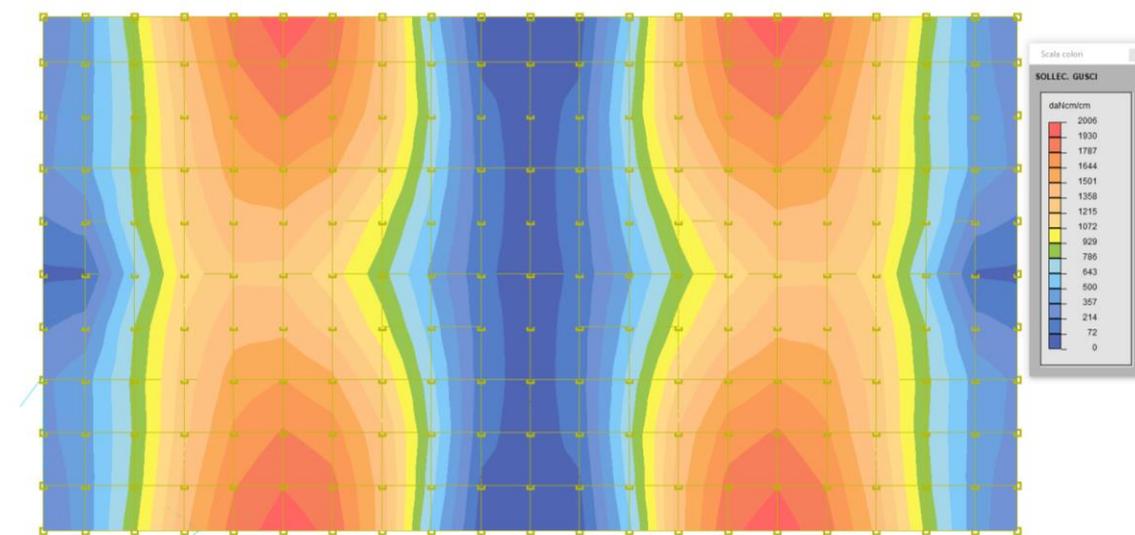


Figura 149 – Sforzi di Wood Mx superiori – PLATEA

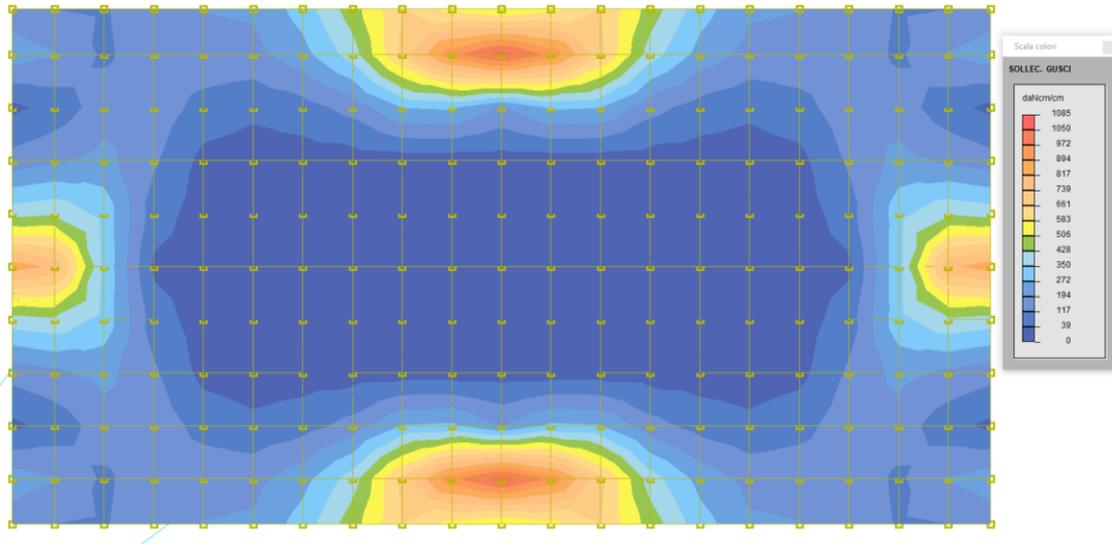


Figura 150 – Sforzi di Wood My inferiori – PLATEA

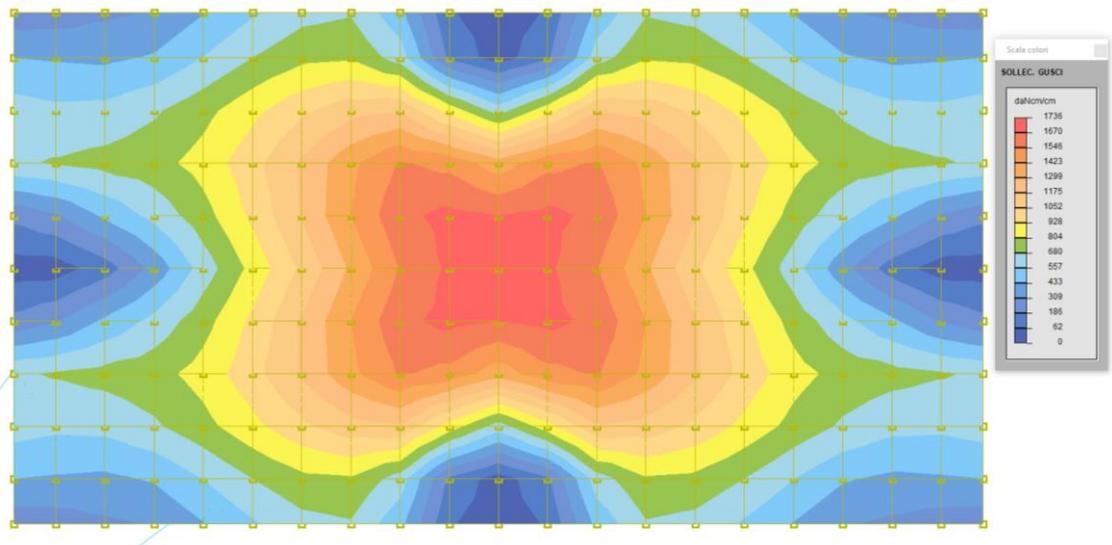
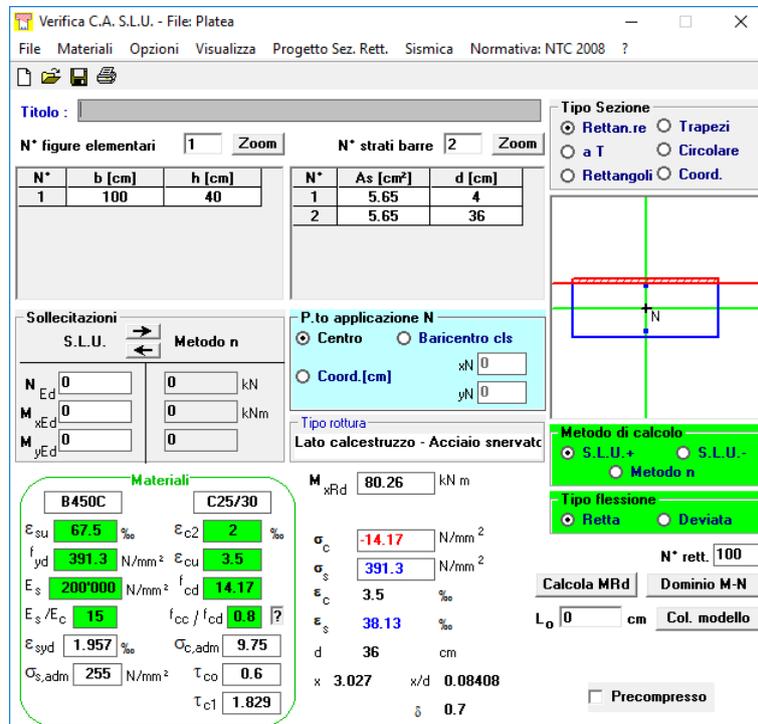


Figura 151 – Sforzi di Wood My superiori – PLATEA

La platea di fondazione del gruppo elettrogeno è armata in entrambe le direzioni X ed Y, con un'armatura inferiore e superiore pari ad $1\phi 12/200$ mm e pertanto si verifica la sezione considerando un'altezza 40 cm ed una larghezza unitaria di 100 cm soggetta al massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 3292$ daNm:

Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture



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

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5.65	4
			2	5.65	36

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

Materiali: B450C C25/30

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

Tipi di rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 80.26 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 38.13 ‰
d 36 cm
x 3.027 x/d 0.08408
δ 0.7

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

Risulta $M_{Rd} = 8026 \text{ daNm} > M_{Ed} = 3292 \text{ daNm}$ VERIFICATO

Verifica a taglio

Di seguito si riportano gli involuipi di diagramma di taglio sollecitante del basamento:

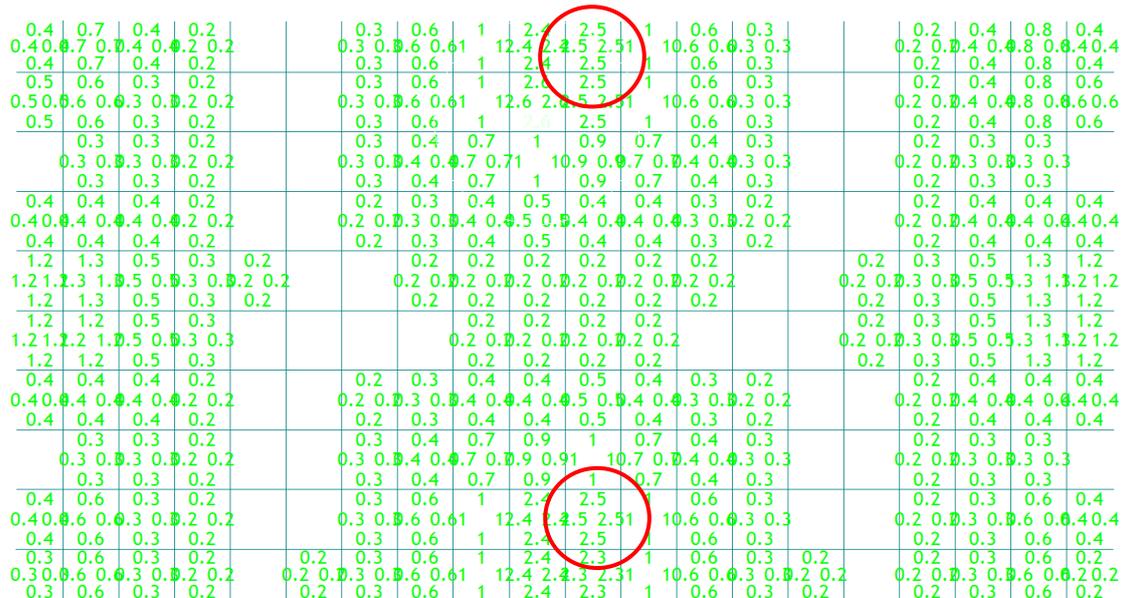


Figura 152 – Diagramma di taglio



Cod. 2003C00CT003 – Relazione tecnica – Calcolo e verifica delle strutture

Si riporta la verifica a taglio del basamento:

$$V_{Sd} = v_{Sd} \cdot s = 2.5 \cdot 40 = 100 \text{ daN/cm} = 100 \text{ kN/m}$$

Il valore di taglio resistente, riferito ad una fascia di 1 m, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{min} = \{ [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}] + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b_w \cdot d_{utile})$$

dove:

$b_w = 1000 \text{ mm}$ (lunghezza unitaria)

$d_{utile} = 360 \text{ mm}$ (altezza utile)

$$k = 1 + (200 / d_{utile})^{1/2} = 1.74; \quad \rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.0016$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{min} = 144.6 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 100 \text{ kN/m} \text{ (verificato)}$$

$$V_{Rd} = 119.3 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 100 \text{ kN/m} \text{ (verificato)}$$

5.12.4.2 Platea di fondazione – Verifica a SLE

Dall'analisi e verifica della struttura di fondazione in c.a. è risultato quanto segue:

- le verifiche di fessurazione eseguite per i casi RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE risultano soddisfatte e rispettano quanto richiesto dal DM17/01/2018;

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo che possono essere sottoposti su richiesta.