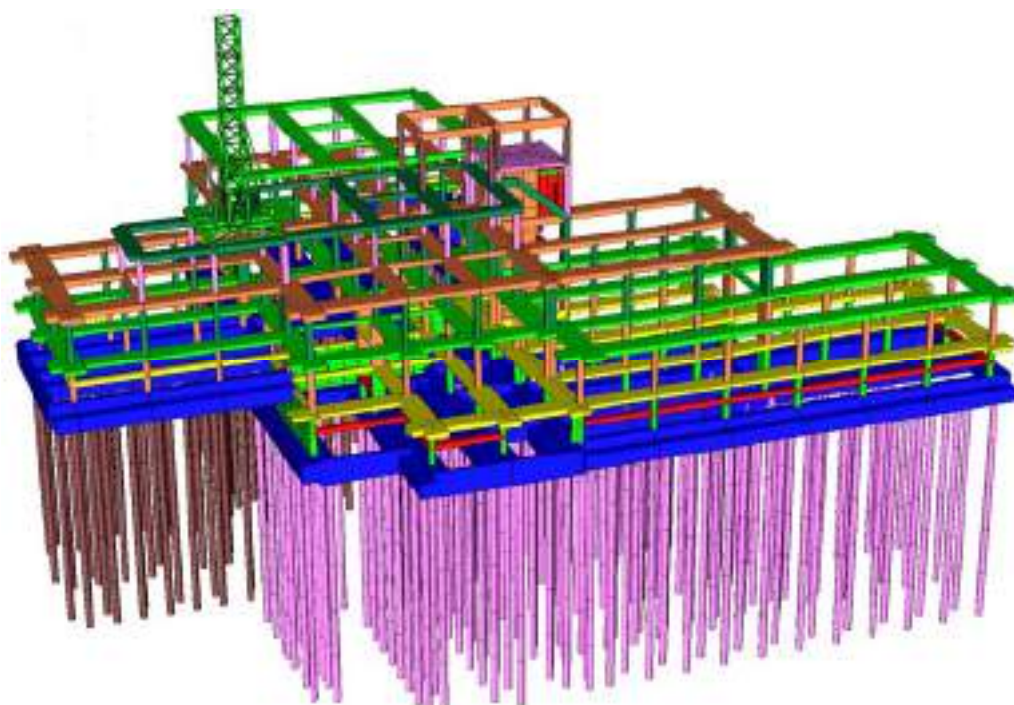


MINISTERO LAVORI PUBBLICI
PROVVEDITORATO REGIONALE
ALLE OO.PP. PER LA BASILICATA –POTENZA–
UFFICIO STACCATO DI MATERA

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA E DELLA
STABILITA' DEGLI EDIFICI IN USO AL COMANDO
REGIONALE BASILICATA DELLA GUARDIA DI FINANZA
MATERA –CASERMA "RUTIGLIANO"– VIA LAZAZZERA, 55



DISEGNI DI RIFERIMENTO			
<small> Informativa art. 13 D.lgs 196/03. Le informazioni sono raccolte ai soli fini professionali per l'ottenimento di pareri e/o approvazioni. I dati saranno trattati conformemente agli obblighi di legge. Essi potranno essere oggetto di comunicazione a società o professionisti in servizi tramite fax o e-mail. Può esercitare in qualunque momento i diritti riconosciuti dall'art. 7 del D.lgs 196/03 (consultare, modificare o cancellare i suoi dati) segnalandolo al responsabile del presente studio. </small>		DIRIGENTE: dott.ssa ANNA CECCA	
		RUP: Ing. ROSA GILIO	
<small> N.B.- A termine di legge si riserva la proprietà di questo elaborato con divieto di riprodurlo e renderlo comunque noto a terzi senza autorizzazione. This work is subject to copyright all rights are reserved. </small>		COMMITTENTE: Provveditorato Regionale OO.PP. Basilicata -POTENZA- sede staccata di Matera	
Data: luglio 2018	Elaborato	STUDIO: Ing. Michele Domenichiello	
Allegati n°	A	Via Cosenza,73 -Matera- tel-fax. 0835.382865 cell. 3495896132 www.DeAprogettazioni.it e-mail: micheledomenichiello@deaprogettazioni.it	
file: relazioni		RELAZIONE DELLA VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA E DELLA STABILITA'	
ARCHIVIO GENERALE\caserma Guardia di Finanza Matera\relazioni			

MINISTERO LAVORI PUBBLICI

PROVVEDITORATO REGIONALE ALLE OO.PP. PER LA BASILICATA -POTENZA-

UFFICIO STACCATO DI MATERA

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA E DELLA STABILITA' DEGLI EDIFICI IN USO AL
COMANDO REGIONALE BASILICATA DELLA GUARDIA DI FINANZA
MATERA -CASERMA "RUTIGLIANO"- VIA LAZZAZZERA, 55

SOMMARIO

1.0	PREMESSA	3
2.0	ANALISI STORICO CRITICA E COLLOCAZIONE NEL TERRITORIO	4
3.0	RILIEVO GENERALE E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DI PROGETTO	6
4.0	CORPO 1	11
4.1	Tipologia dell'edificio	11
4.2	Identificazione strutturale dell'edificio ed indagini eseguite	13
4.3	Strutture di fondazione	13
4.4	Strutture di elevazione	18
4.5	Strutture orizzontali	22
4.6	Livello di conoscenza acquisito e parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica	23
4.7	carichi e combinazione dei carichi	26
4.8	Individuazione della PGA_D di domanda e della PGA_c di capacità allo slv e valutazione dell'indicatore di rischio	30
4.9	Sintesi degli interventi proposti	30
5.0	CORPO 2	54
5.1	Tipologia dell'edificio	54
5.2	Identificazione strutturale dell'edificio ed indagini eseguite	56
5.3	Strutture di fondazione	57
5.4	Strutture di elevazione	61
5.5	Strutture orizzontali	63
5.6	Livello di conoscenza acquisito e parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica	63

5.7 carichi e combinazione dei carichi	67
5.8 Individuazione della PGA_D di domanda e della PGA_c di capacità allo slv e valutazione dell'indicatore di rischio	71
5.9 Sintesi degli interventi proposti	71
6.0 CORPO 3	95
6.1 Tipologia dell'edificio	95
6.2 Identificazione strutturale dell'edificio ed indagini eseguite	97
6.3 Strutture di fondazione	98
6.4 Strutture di elevazione	102
6.5 Strutture orizzontali	104
6.6 Livello di conoscenza acquisito e parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica	104
6.7 carichi e combinazione dei carichi	108
6.8 Individuazione della PGA_D di domanda e della PGA_c di capacità allo slv e valutazione dell'indicatore di rischio	112
6.9 Sintesi degli interventi proposti	112
7.0 CORPO 4	136
7.1 Tipologia dell'edificio	136
7.2 Identificazione strutturale dell'edificio ed indagini eseguite	138
7.3 Strutture di fondazione	138
7.4 Strutture di elevazione	139
7.5 Strutture orizzontali	140
7.6 Livello di conoscenza acquisito e parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica	140
7.7 carichi e combinazione dei carichi	142
7.8 Individuazione della PGA_D di domanda e della PGA_c di capacità allo slv e valutazione dell'indicatore di rischio	143
7.9 Sintesi degli interventi proposti	143

1.0 PREMESSA

La verifica di che trattasi riguarda il complesso dell'immobile in uso al comando regionale Basilicata della Guardia di Finanza in Potenza sede staccata di Matera -caserma "Rutigliano"- sita in via Lazazzera, 55. Il corpo di fabbrica, unico per la composizione architettonica e distribuzione funzionale, si presenta suddiviso in quattro corpi grazie a giunti strutturali (inadeguati per l'azione sismica) di 3cm che rendono indipendenti gli elementi strutturali dalle fondazioni alle strutture di elevazione.

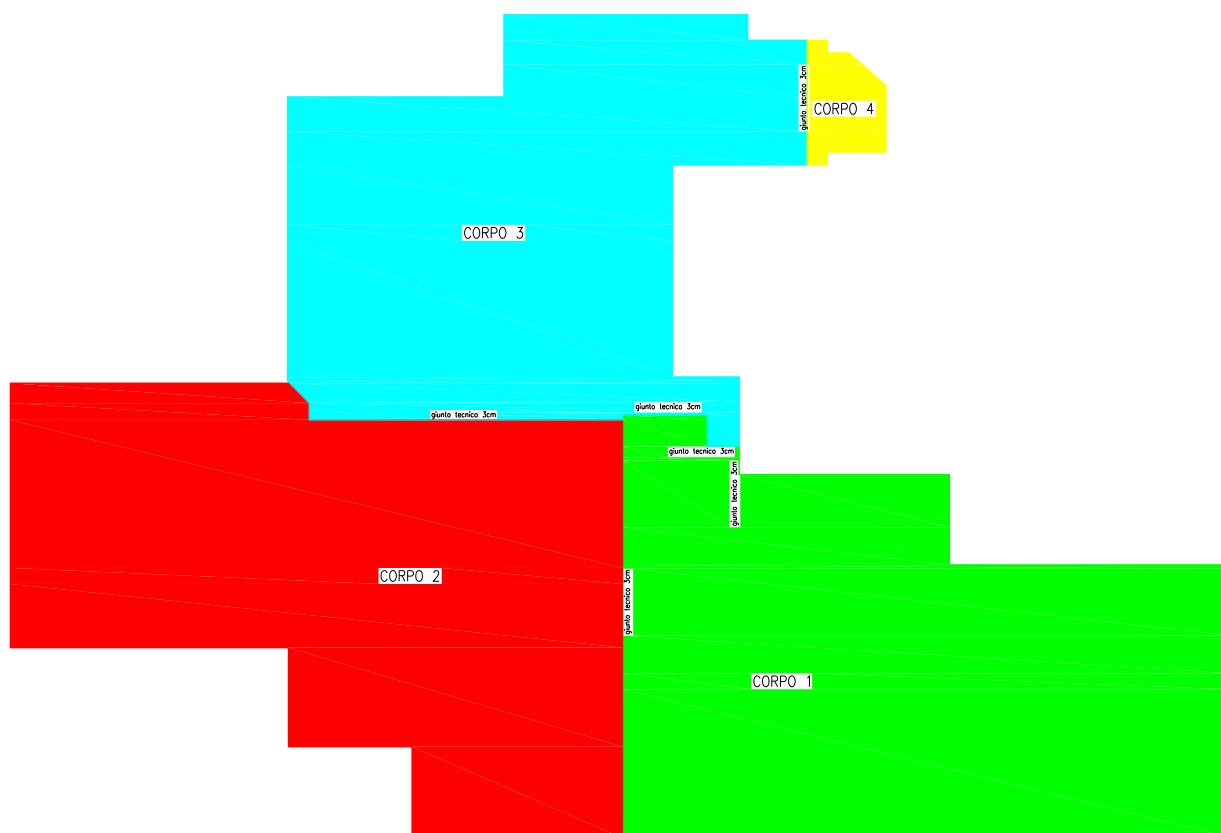


fig. 1 suddivisione dei 4 corpi di fabbrica

Si è proceduto a seguito del rilievo architettonico, strutturale e dei dettagli costruttivi, ad eseguire l'analisi di vulnerabilità sismica per ciascun corpo di fabbrica. La tecnica esecutiva ha previsto la realizzazione "per piani" dell'intero corpo unico, pertanto i getti di calcestruzzo sono stati ritenuti "omogenei" per i vari piani e di ciò si è tenuto conto nell'analisi a seguito dei risultati di laboratorio.

L'analisi statica e sismica ai fini della vulnerabilità è stata condotta con le norme in vigore al 12/12/2017.

2.0 ANALISI STORICO CRITICA E COLLOCAZIONE NEL TERRITORIO

Ai fini di una corretta conoscenza del manufatto esistente oggetto di valutazione è indispensabile inquadrare lo sviluppo storico in cui l'edificio è contestualizzato. La ricostruzione della storia edificatoria dell'edificio, consente di effettuare una "valutazione sperimentale" della vulnerabilità sismica, in quanto offre i dati per comprendere quanti e quali terremoti esso abbia subito in passato nonché quale sia stato il comportamento strutturale con i materiali e la tecnica costruttiva con cui è stato realizzato.

Dalla documentazione in atti, si nota che l'immobile inizia la propria "vita" con il:

- verbale di consegna del 23/3/1981; per continuare poi con il:
- verbale di sospensione del 4/4/1981;
- verbale di ripresa del 6/7/1981;
- domanda di proroga del 31/1/1983;
- verbale di sospensione del 20/4/1983;
- verbale di ripresa del 7/5/1983;
- certificato di ultimazione lavori del 25/5/1983.

L'immobile non ha subito modifiche costruttive significative a meno di una aggiunta laterale del vano centrale termica identificato come corpo 4, realizzato con fondazioni in c.a. e struttura portante in muratura a conci squadrate di calcarenite, sulle cui murature poggia il solaio di copertura a quota 7.70m.

Storicamente la zona in oggetto di studio è stata investita da alcuni eventi sismici:

- 1908 sisma di Pomarico magnitudo 4.83, distanza dall'epicentro 17.59 km; $a_g/g=0.142$; zona 3;
- 1932 sisma di Castellaneta magnitudo 4.87, distanza dall'epicentro 24.95 km; $a_g/g=0.145$; zona 3;
- 1956 sisma di Grottole magnitudo 5.03, distanza dall'epicentro 23.20 km; $a_g/g=0.15$; zona 2;
- 1980 sisma dell'Irpinia magnitudo 6.90, distanza dall'epicentro 113.68 km; $a_g/g=0.291$; zona 1;
- 1990 sisma di Colliano magnitudo 5.80, distanza dall'epicentro 150 km; $a_g/g=0.205$; zona 2.

Le accelerazioni corrispondenti alle magnitudo dei suddetti epicentri sono state dedotte secondo la relazione di Como-Lanni: $(6 \cdot M^2) < a_{\max} < (12 \cdot M^2)$; con a_{\max} in (cm/s^2) .

Dopo la costruzione, il fabbricato è stato investito da un evento sismico, pur tuttavia non ha evidenziato alcun dissesto, fessurazione, deformazione permanente, cedimento o rottura localizzata, confermando la valutazione statica di fatto che si descrive in modo oggettivo dall'analisi storica degli eventi stessi. Ad oggi i corpi C1, C2, C3 e C4 presentano lungo i giunti, deformazioni "fisiologiche" per carichi permanenti e variabili oltre ad azioni naturali quali il vento.

Il corpo di fabbrica è collocato nell'area individuata dalla particella catastale n. 46 del foglio n. 71 del comune di Matera, con accesso da Via Col. Rocco Lazazzera ed intestata al demanio dello Stato. L'area ricade nella parte nord-occidentale di Matera, adagiata su una lieve collina i cui terreni portanti sono rappresentati da argille più o meno siltoso-sabbiose, mentre gli strati superficiali sono costituiti dalla presenza di sabbie e conglomerati (campo scuola, circonvallazione di Serra Venerdi, si veda relazione geologica del dott. N. Donadio all. 1).

Le coordinate dell'immobile oggetto di studio sono:

latitudine (WGS84) = 40.66945

longitudine (WGS84) = 16.59636



fig. 2 collocazione nel territorio



fig. 3 ingresso caserma

3.0 RILIEVO GENERALE E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DI PROGETTO

Passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari per la rappresentazione del modello di calcolo dell'edificio esistente, sono le operazioni di rilievo della geometria strutturale, dei materiali e dei dettagli costruttivi. Il rilievo eseguito è stato mirato al raggiungimento delle percentuali di elementi indagati tenendo conto della ripetitività degli elementi strutturali per caratteristiche geometriche e ruolo nello schema strutturale.

Inizialmente la campagna di indagine condotta (rilievi e caratterizzazione dei materiali) era stata programmata per raggiungere un livello di conoscenza LC2, ma a seguito dei risultati di laboratorio ottenuti, è stato necessario dover applicare il livello di conoscenza LC1 nonostante la presenza delle carpenterie originali dell'epoca, le prove di carico su pali, le prove di carico su solai, i dettagli costruttivi delle carpenterie scale e vano ascensore, etichettature originali delle colate delle acciaierie e ferriere che hanno fornito gli acciai riportanti il logo dello stabilimento di produzione, numero di colata e data, diametro, tipo di acciaio (FeB44k, FeB38k).

Il corpo "unico" si compone di un piano rialzato a quota 1.10m delle dimensioni in pianta di 42.65mx15.75m. Il primo piano a quota 4.40m ha forma approssimabile ad "L" con dimensioni di 55.17x36.00m, un terzo piano a quota di 7.70m delle dimensioni di 53.90mx36.00m, un quarto piano a quota 11.00m di 41.00x27.70m. Il quinto impalcato a quota di 13.70m delle dimensioni di 22.70 x 23.00m. La copertura del vano macchine ascensore è posta a quota 17.20m ed è delle dimensioni di 9.20 x 3.90m solo per metà coperta da solaio.

Le fondazioni sono costituite da travi rovesce a T molto rigide delle dimensioni di B=210cm, H=150cm, b=50cm, h=90cm; poggiate su 2 file di pali sfalsati per un totale di 189 pali attestati alle fondazioni di quota 1.10m e 115 pali attestati alle fondazioni di quota 4.40m. I pali hanno diametro 40cm, le travi di collegamento sono di cm 150x30.

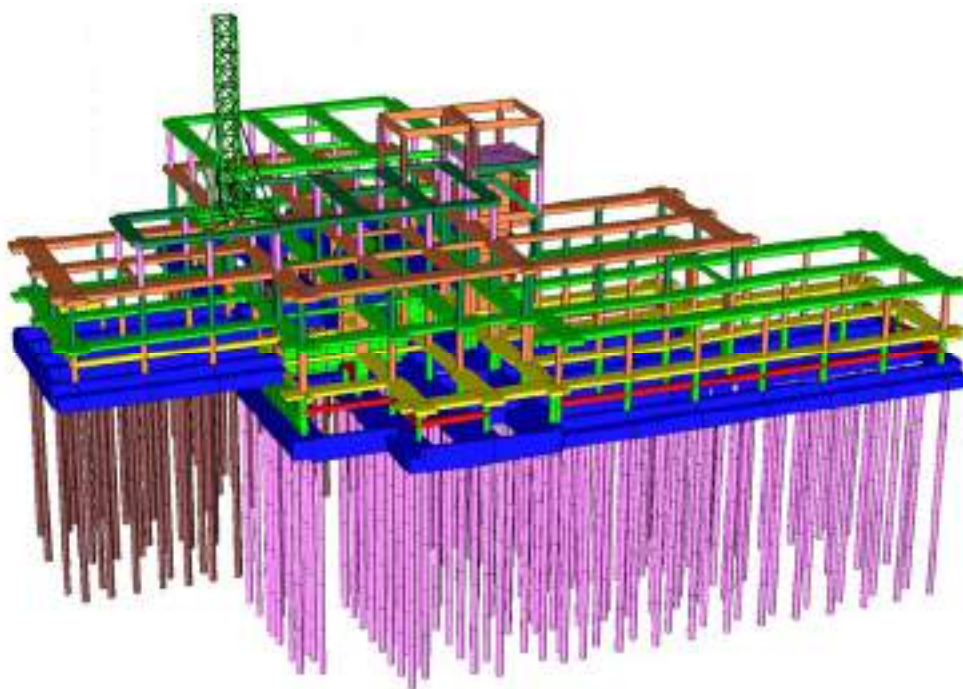


fig. 4 strutture corpo unico

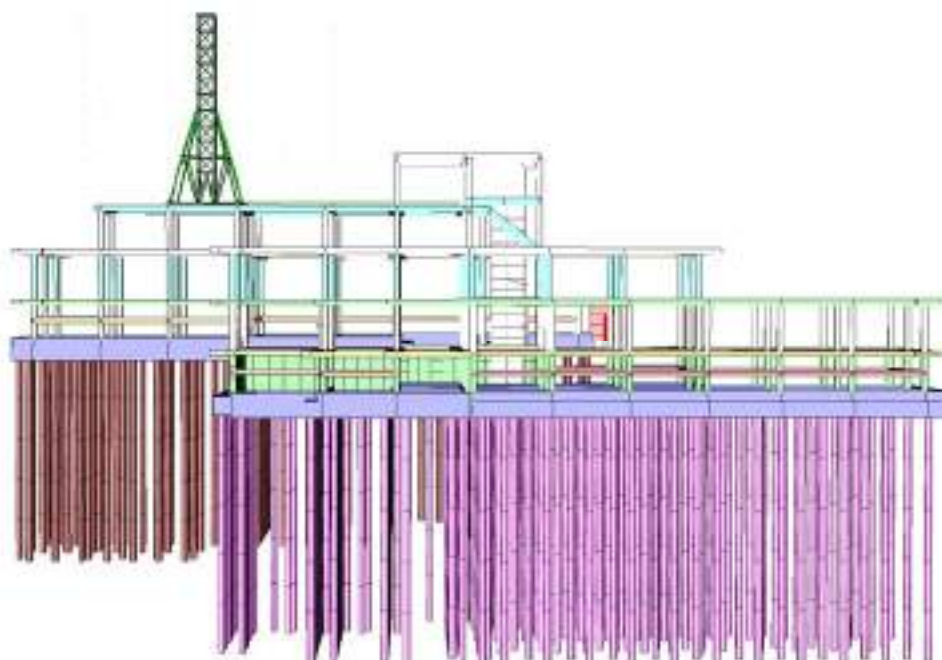


fig. 5 vista prospettica strutture corpo unico

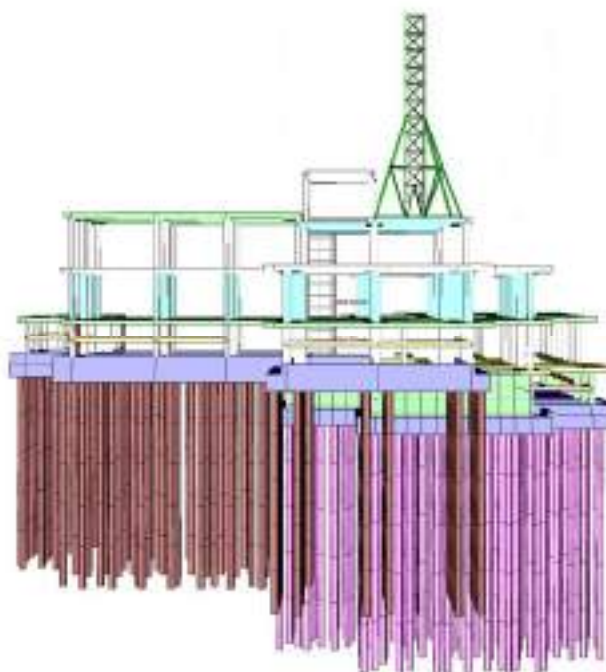


fig. 6 vista prospettica laterale strutture corpo unico

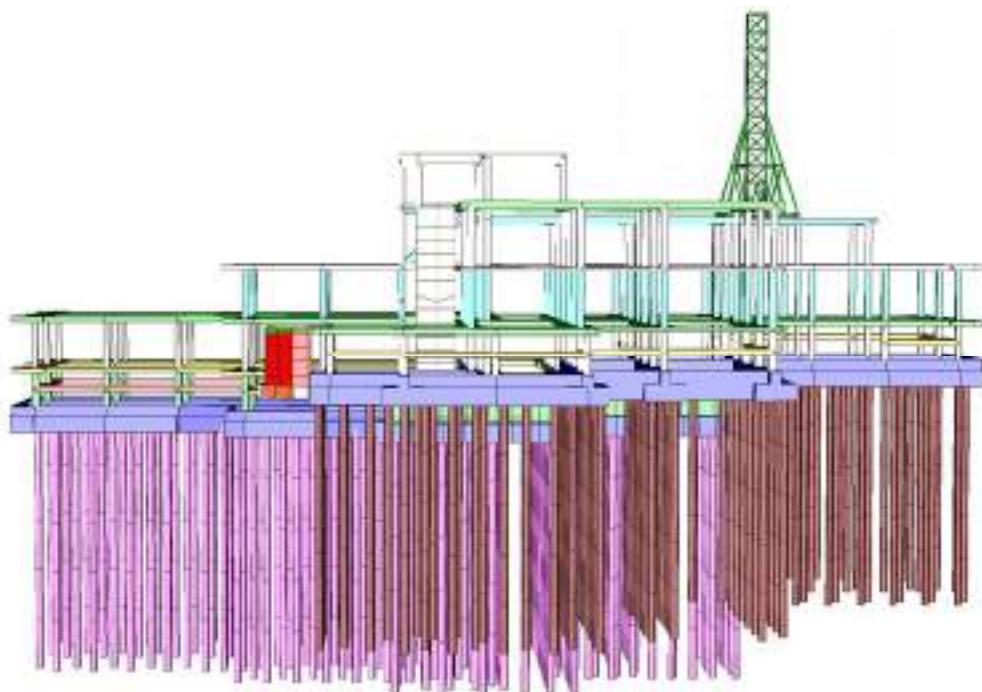


fig. 7 vista prospettica di controcampo strutture corpo unico

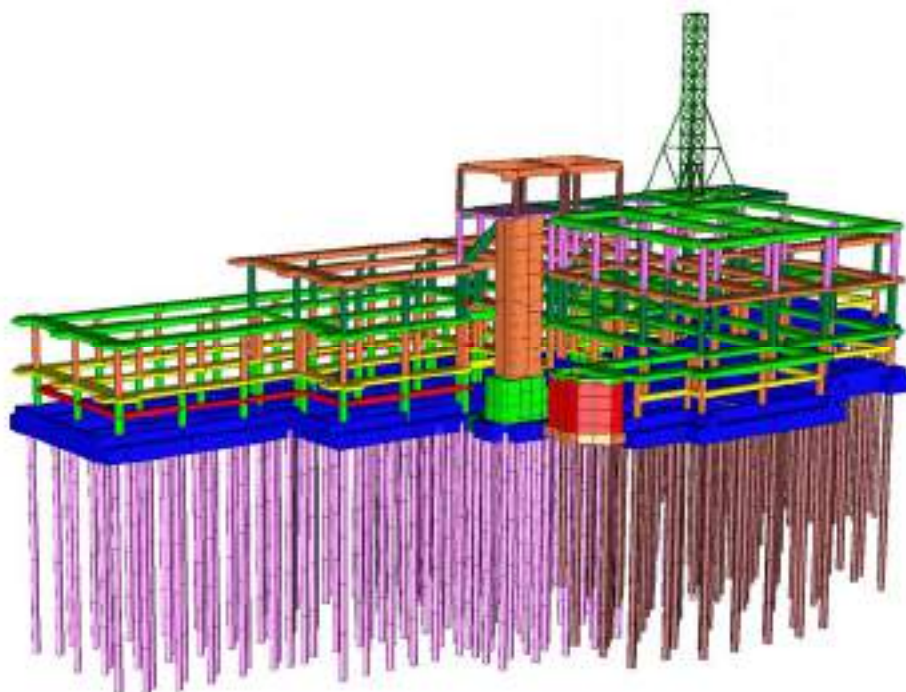


fig. 8 vista assonometrica di controcampo strutture corpo unico

Dalla relazione di calcolo e dalle carpenterie degli esecutivi, sono state rilevate le seguenti caratteristiche dei materiali di progetto utilizzati al momento della costruzione:

a) strutture in elevazione

calcestruzzo:

pilastrì, travi, solai, pareti inglobanti pilastrì;

acciaio:

Rck 300 kg/cm²

FeB44k aderenza migliorata

controllato in stabilimento $\sigma_{amm}=2600$ kg/cm²

c=1.5cm

copriferro:

b) strutture in fondazione

calcestruzzo:

travi rovesce, travi di collegamento;

acciaio:

Rck 250 kg/cm²

FeB38k aderenza migliorata

non controllato in stabilimento $\sigma_{amm}=1900$ kg/cm²

c=4.0cm

copriferro:

c) pali di fondazione

calcestruzzo:

pali di altezza H=15m, pali di altezza H=13m;

acciaio:

Rck 250 kg/cm²

FeB44k aderenza migliorata

non controllato in stabilimento $\sigma_{amm}=2200$ kg/cm²

c=3.0cm

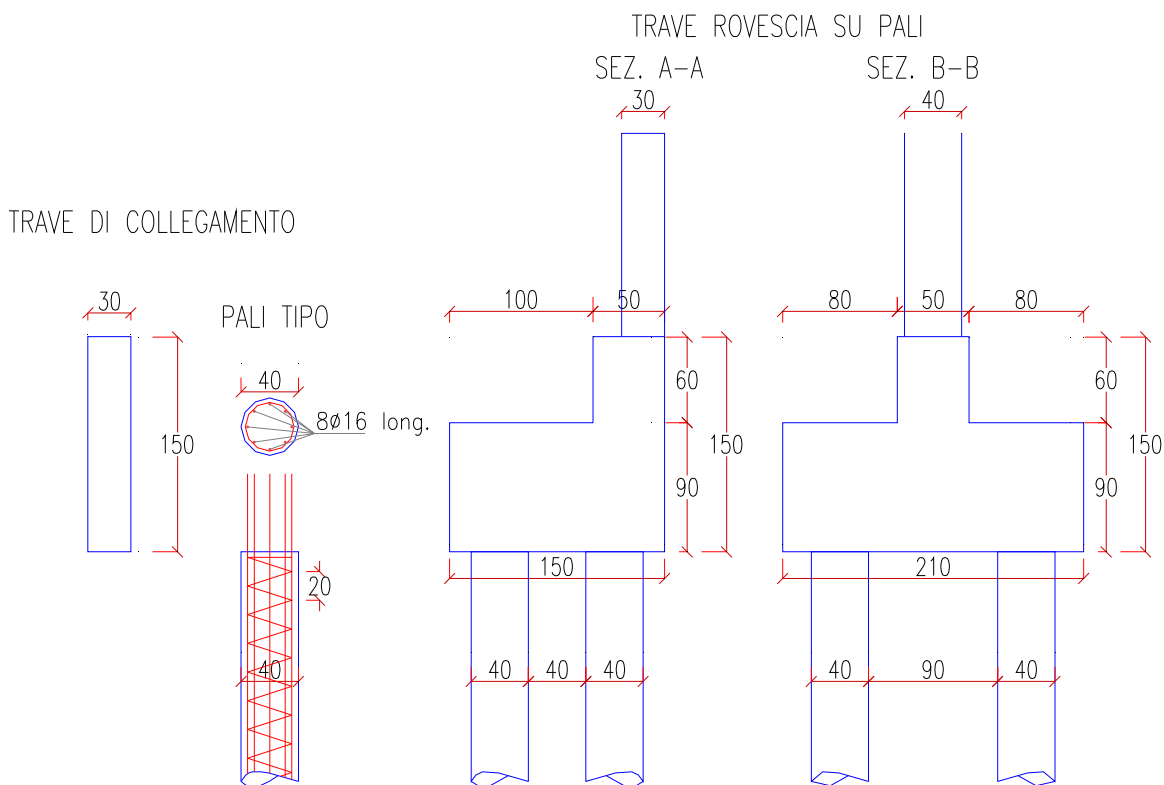


fig. 9 dettagli strutture di fondazione

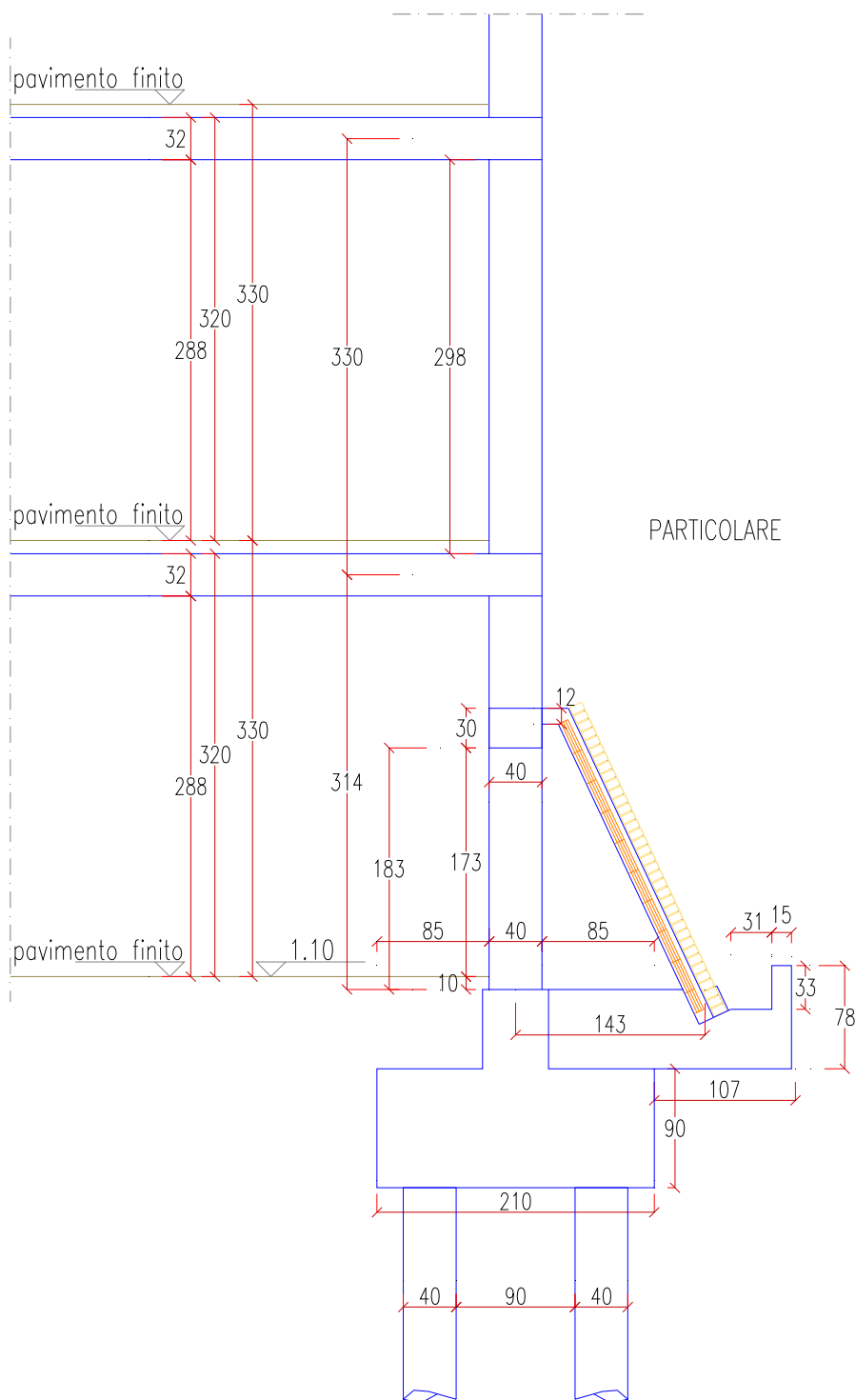


fig. 10 dettagli altezze considerate per interpiano

4.0 CORPO 1

4.1 Tipologia dell'edificio

L'edificio si sviluppa a pianta rettangolare con uguali dimensioni per due piani di metri 26.65x14.40. Il terzo impalcato misura 13.80x9.75, seguono due impalcati di 4.30x 4.55 costituenti il calpestio e la copertura del vano macchine ascensore. Appartiene a tale corpo il vano ascensore, nucleo rigido ma decentrato rispetto alla distribuzione delle strutture di piano. L'edificio è stato realizzato con struttura a scheletro indipendente con travi e pilastri gettati in opera. I solai sono del tipo in latero cemento con travetti precompressi e getto di completamento in opera. Lo spessore dei solai varia in funzione dei sovraccarichi $H=28+4=32\text{cm}$ in presenza di solaio su fondazioni, coperture, mentre per la zona archivio e solai intermedi lo spessore è di $H=20+4=24\text{cm}$. In particolare per la zona archivio il solaio è costituito da travetti binati.

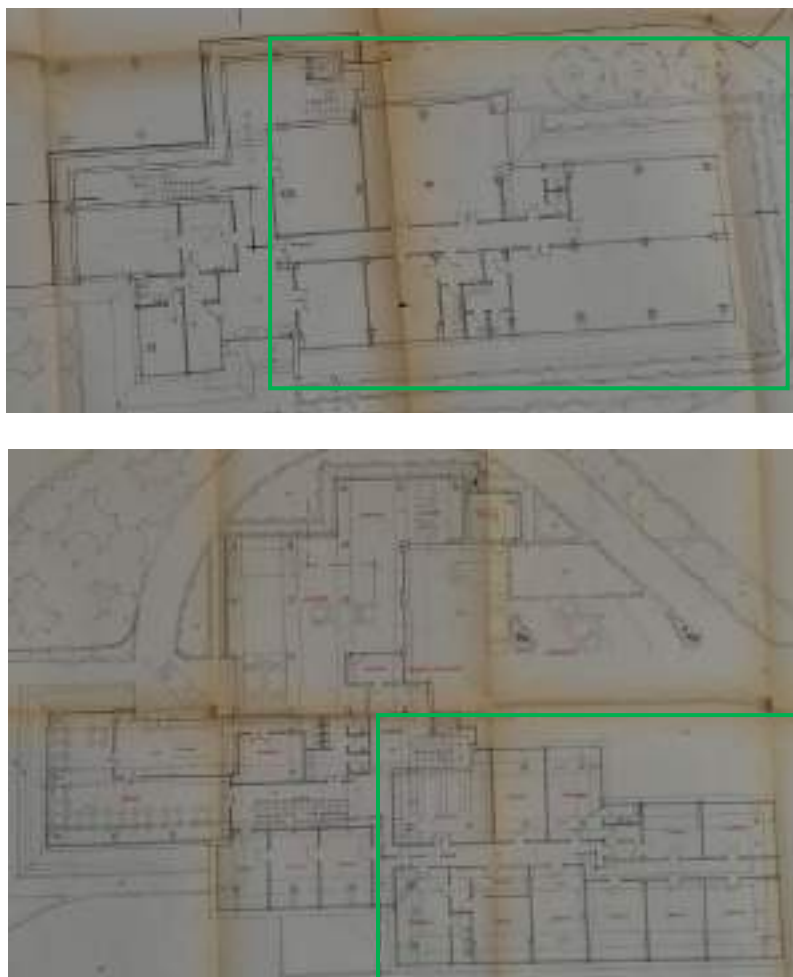


fig. 11 piante corpo 1 evidenziate

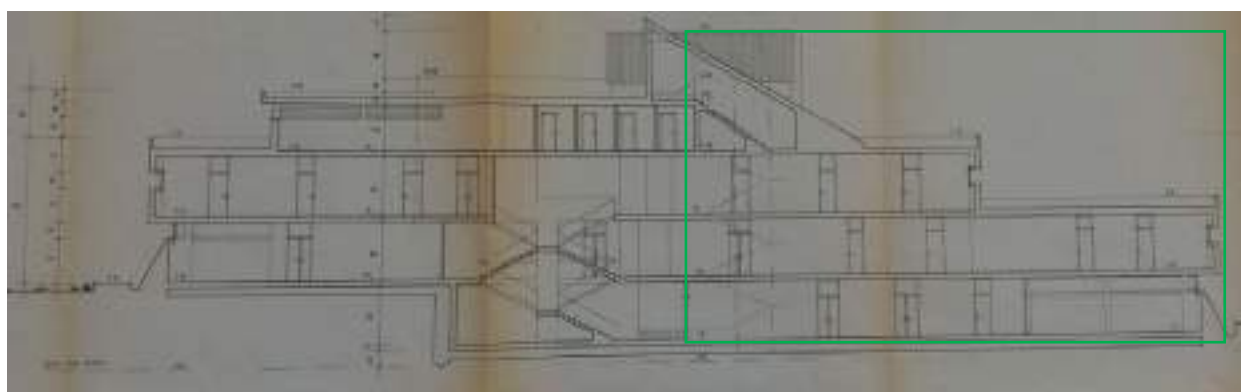
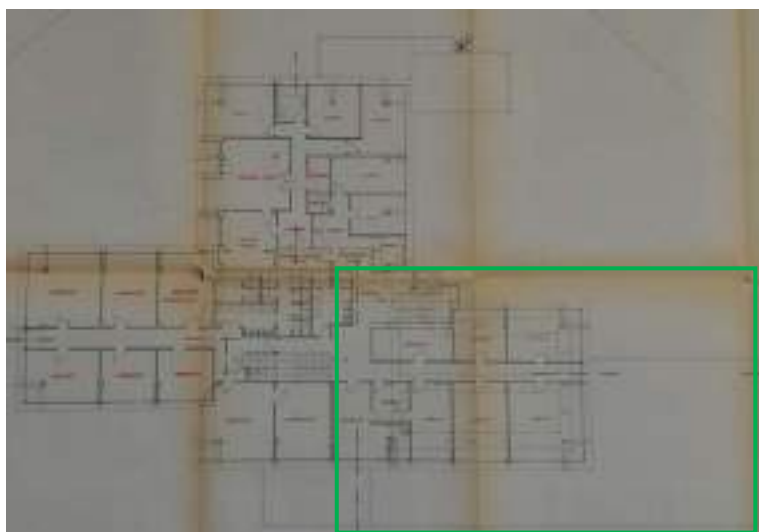


fig. 12 piante corpo 1 evidenziate e sezione longitudinale di interesse

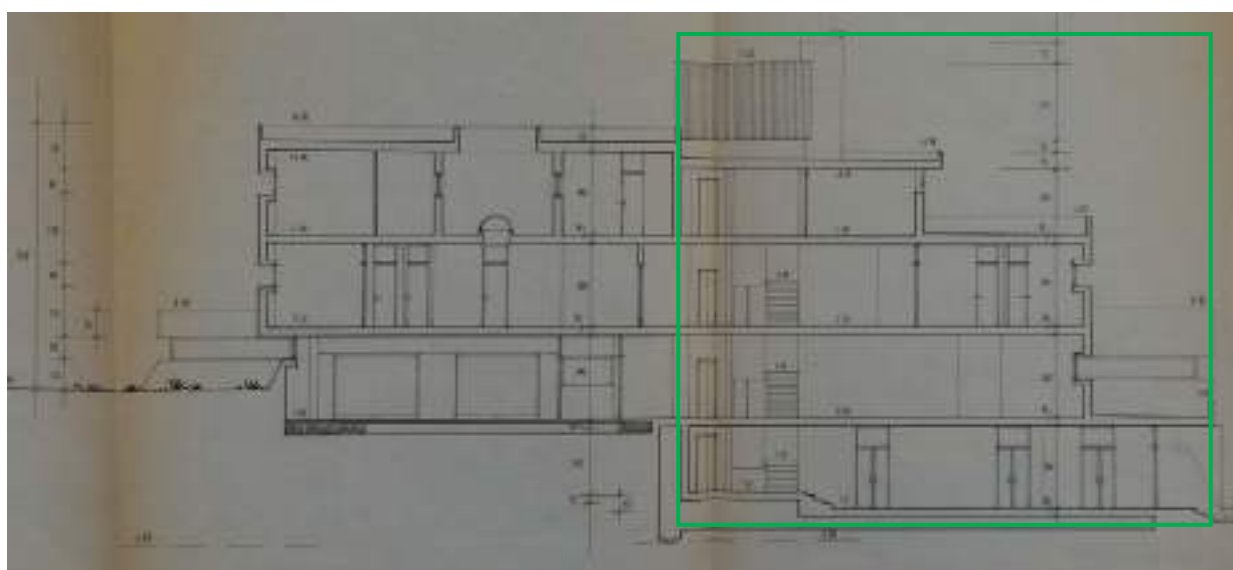


fig. 13 sezione trasversale di interesse

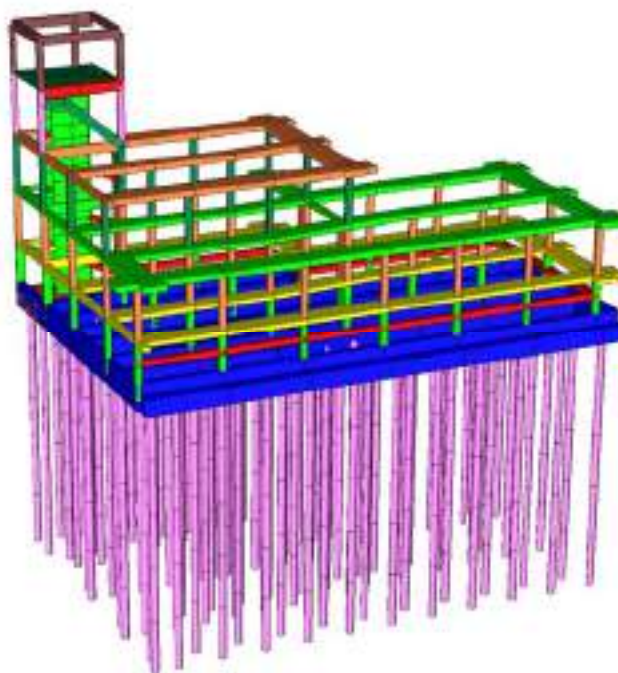


fig. 14 strutture corpo 1

4.2 Identificazione strutturale dell'edificio ed indagini eseguite

Dai disegni esecutivi e dal rilievo eseguito si è verificata la presenza di giunti strutturali da 3cm e di conseguenza si è potuto procedere a stralciare l'organismo edilizio di interesse e modellarne la struttura esistente dando vita al corpo1. Dalla destinazione d'uso attribuita a ciascun piano da progetto, si è potuto associare il corretto carico sulle travi scaturito dall'analisi dei carichi dei solai e dalla tessitura dei solai verificata con analisi termografica.

4.3 Strutture di fondazione

Particolare importanza è stata attribuita alle fondazioni quale sistema trave rovescia su pali. Il corpo 1 ospita a livello delle fondazioni il solaio di H=32cm che insieme alla trave rovescia forma una struttura rigida e distribuisce in modo pressoché uniforme i carichi sui pali (si veda l'allegato 2 della rappresentazione grafica dei risultati relativi all'analisi statica e sismica del corpo 1).

Dalla relazione geologica (all. 1) si acquisiscono i dati relativi alle unità litotecniche interessanti i pali con H=15m. Dalla documentazione reperita esiste anche verbale di prova di carico su pali (all. 3).

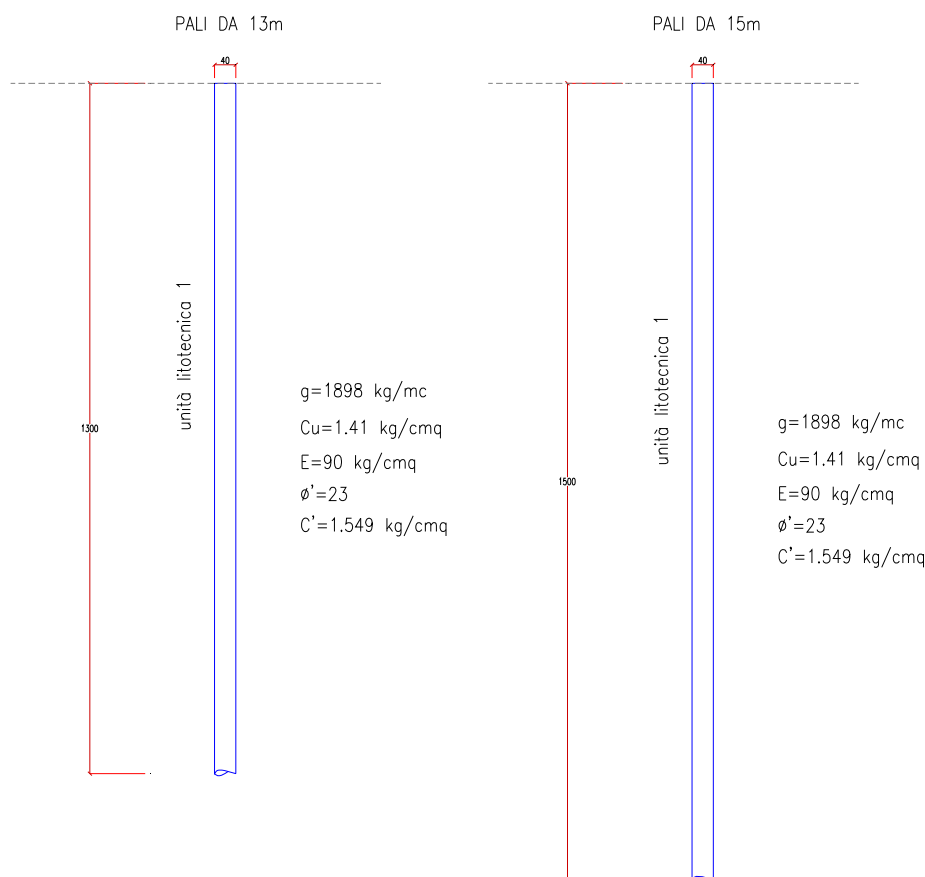
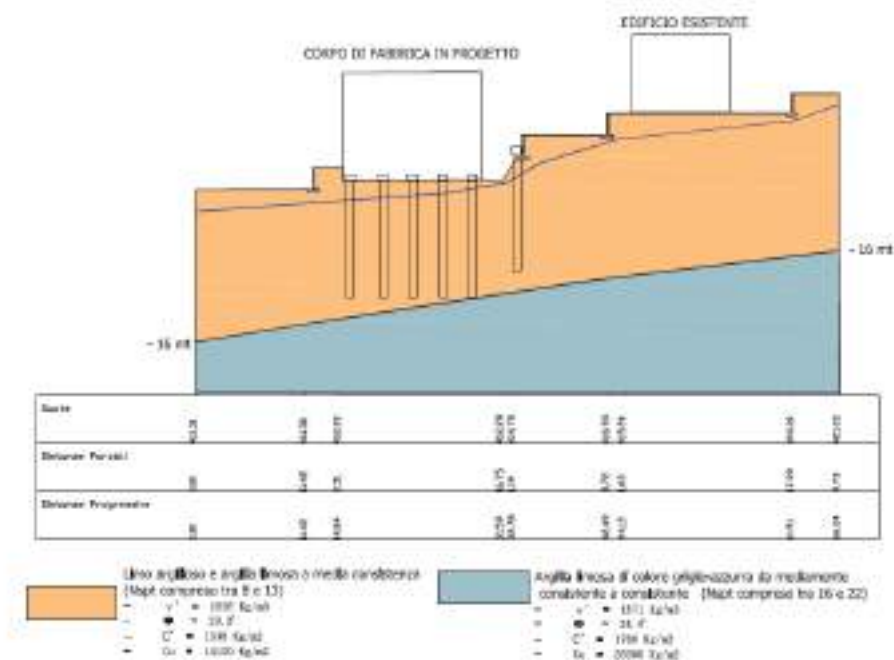


fig. 15 caratteristiche geotecniche per i pali

Dalla conoscenza delle caratteristiche geologiche del terreno, si è potuto determinare la capacità portante dei pali a breve termine e lungo termine.

Palo da 15m**Condizione a breve termine**lunghezza palo $L=H=15\text{m}$ diametro $D=40\text{ cm}$ $\gamma=1898\text{ kg/m}^3$ $C_u=1.41\text{ kg/cm}^2$ $Q_{ult.}=Q_b + Q_{lat} - W$ *resistenza caratteristica di base* $Q_b = A_b \cdot (N_c \cdot C_u + N_q \cdot \sigma_{vi}) = 19524\text{ kg}$

dove

 $N_c=9$ $N_q=1$ $\sigma_{vi} = \gamma \cdot L$ essendo 2 le verticali indagate è possibile adottare il fattore di correlazione $\xi_4=1.55$ (tab. 6.4.IV)*resistenza di progetto di base* $R_{bd}^{base} = Q_b / \xi_4 = 12596\text{ kg}$ *resistenza caratteristica laterale* $Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 93022\text{ kg}$

dove

 $s = \alpha \cdot C_u$ $\alpha = 0.35$ per pali trivellati*resistenza di progetto laterale* $R_{bd}^{lat} = Q_{lat} / \xi_4 = 60014\text{ kg}$ *resistenza di progetto di base + laterale* $R_d = (R_{bd}^{base} / \gamma_b) + (R_{bd}^{lat} / \gamma_s) = (12596/1.35) + (60014/1.15) = 61516\text{ kg}$

con

 $\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35$ coeff. di sicurezza di base $\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15$ coeff. di sicurezza laterale $W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4712\text{ kg}$ peso proprio palo $W' = W \cdot \gamma_{G1} = 6126\text{ kg}$ con $\gamma_{G1}=1.3$ coeff. parziale peso proprio**verifica geotecnica** $V_d < R_d - W'$

per ogni palo da 15m deve essere

 $V_d < 56804\text{ kg}$

dove

 V_d sollecitazione di calcolo R_d resistenza di progetto di base + laterale W' peso palo amplificato

Palo da 15m

Condizione a lungo termine

resistenza caratteristica di base

$$Q_b = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot p = 35776 \text{ kg}$$

dove

$$p = N_q \cdot \sigma'_{vl};$$

$$N_q = 10$$

$$\sigma'_{vl} = \gamma \cdot H$$

resistenza di progetto di base

$$R_{bd \text{ base}} = Q_b / \xi_4 = 23081 \text{ kg}$$

resistenza caratteristica laterale

$$Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 138787 \text{ kg}$$

dove

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vl} = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi \cdot (\gamma \cdot H) = 0.736 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = (1 - \sin \phi) = 0.609$$

$$\mu = \tan \phi = 0.424$$

$$\phi = 23^\circ$$

resistenza di progetto laterale

$$R_{bd \text{ lat}} = Q_{lat} / \xi_4 = 89540 \text{ kg}$$

resistenza di progetto di base + laterale

$$R_d = (R_{bd \text{ base}} / \gamma_b) + (R_{bd \text{ lat}} / \gamma_s) = (23081 / 1.35) + (89540 / 1.15) = 94958 \text{ kg}$$

con

$$\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35 \text{ coeff. di sicurezza di base}$$

$$\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15 \text{ coeff. di sicurezza laterale}$$

$$W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4712 \text{ kg peso proprio palo}$$

$$W' = W \cdot \gamma_{G1} = 6126 \text{ kg}$$

con $\gamma_{G1} = 1.3$ coeff. parziale peso proprio

verifica geotecnica

$$V_d < R_d - W'$$

per ogni palo da 13m deve essere

$$V_d < 88832 \text{ kg}$$

dove

V_d sollecitazione di calcolo

R_d resistenza di progetto di base + laterale

W' peso palo amplificato

La verifica geotecnica dei pali conduce ai seguenti risultati delle sollecitazioni di calcolo V_d :

condizioni di analisi	statica	dinamica T_R 949 anni	dinamica T_R 30 anni
	47380 kg	77185 kg	37549 kg

Altro parametro fondamentale ai fini delle verifiche geotecniche dei pali di fondazione e quindi dell'interazione fondazione sovrastruttura, è la caratterizzazione del modello meccanico dei pali da 13m e 15m. Infatti l'interazione palo-terreno è stata concepita come un letto di molle orizzontali la cui costante elastica di Winkler K_w^h orizzontale è in grado di assorbire le azioni orizzontali indotte dal sisma e un letto di molle verticali alla punta del palo K_w^p in grado di assorbire le azioni verticali indotte dai carichi. Inoltre si è tenuto in considerazione la costante di attrito verticale della componente laterale. La determinazione di tali parametri riassunti nello schema di seguito rappresentato, è scaturito dalla disamina dei cedimenti verticali in loco e quindi determinati comparando le formulazioni dei diversi autori:

Palo da 15 m

$W_s = (I_w \cdot Q) / (E \cdot L) = 1.18 \text{ cm}$ Poulos e Davis

con

$I_w = 2.2$

$Q = 94958$

$E = 118 \text{ kg/cm}^2$

$L = 1500 \text{ cm}$

$W_t = P_t / [((\pi \cdot L \cdot G)/2) + ((\pi \cdot R_B \cdot G_B)/(1 - \nu))] = 0.973 \text{ cm}$ Lancellotta

con

$R_B = 20 \text{ cm}$

$G_B = 39.33 \text{ kg/cm}^2$

$L = 1500 \text{ cm}$

$\nu = 0.5$ per argille

$P_t = 94958 \text{ kg}$

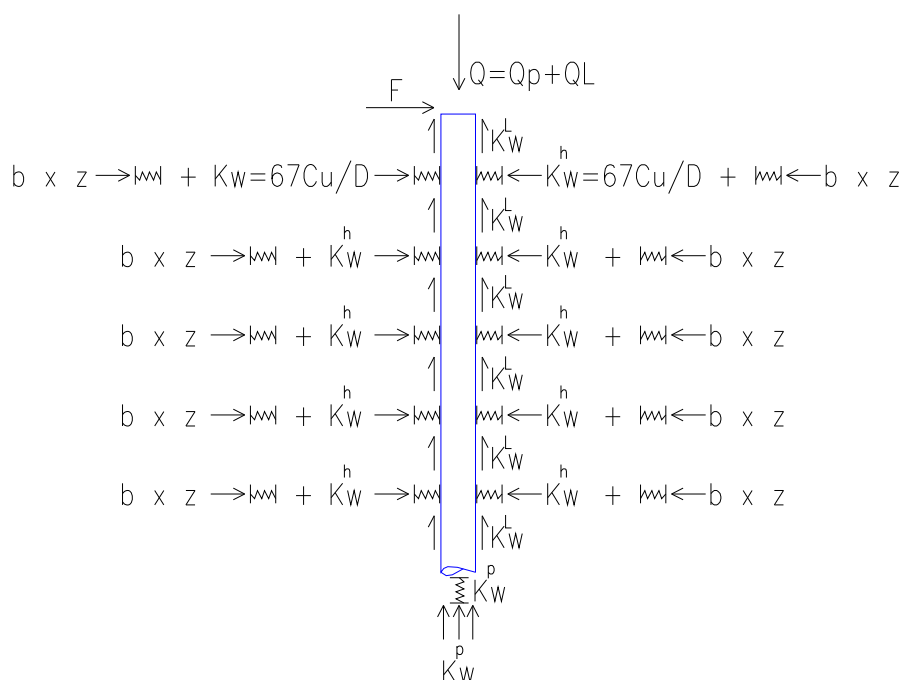


fig. 16 modello meccanico dei pali utilizzato nella modellazione per l'analisi di vulnerabilità

Uguale analisi è stata condotta per il palo da 13 m.

Sono state determinate le seguenti costanti di Winkler:

costanti verticali

$K_w^L = P_L / W_L = 0.413 / 0.883 = 0.468 \text{ kg/cm}^3$ costante verticale laterale;

$K_w^P = P_p / W_s^P = 13.605 / 0.194 = 70.129 \text{ kg/cm}^3$ costante verticale punta;

dove

$P_L = Q_L / A_L$ è la tensione laterale verticale

$P_p = Q_p / A_p$ è la tensione alla punta

costanti orizzontali

$K_w^h = 67 \cdot C_u / D = 2.853 \text{ kg/cm}^3$ per argine con $OCR > 1$ sovraconsolidate.

4.4 Strutture di elevazione

Le strutture portanti verticali sono realizzate in conglomerato cementizio armato; la loro posizione e dimensione è stata verificata a seguito di una numerosa serie di saggi diretti eseguiti attraverso le tramezzature interne e le tamponature esterne. Questa campagna di indagine ha permesso di restituire l'elaborato grafico Tav. 1, in cui sono state indicate la posizione e le dimensioni di tutti i pilastri numerati progressivamente e che sono risultati tutti di sezione analoga a quella riportata nella tabella pilastri di progetto a meno dei pilastri della scala n. 35 e 35s (corpo 2) la cui dimensione è pari a centimetri 30 x 80. Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali ed in particolar modo del conglomerato cementizio si sono eseguite delle indagini distruttive mediante carotaggi con conseguente estrazione di campioni su cui sono state eseguite prove di compressione fino a rottura come riportato nell'allegato rapporto di prova VA04/18 della ditta Tecnoprove s.n.c.

Per il rilievo delle armature presenti nei pilastri si sono eseguite indagini pacometriche che hanno permesso di verificare la presenza delle barre di armatura longitudinali e trasversali conforme a quanto riportato in tabella pilastri. In particolare sono presenti barre di armatura longitudinale in corrispondenza degli spigoli di ogni pilastro e al centro dei lati dove richiesto, mentre la staffatura è con passo pressoché costante di circa 20 centimetri senza alcun infittimento in corrispondenza dei nodi trave-pilastro.



fig. 17 tabella pilastri di progetto



fig. 18 rilievo dei giunti strutturali e carotaggi corpo 1



fig. 19 indagini pacometriche e carotaggi vano ascensore piano secondo corpo 1



fig. 20 indagini pacometriche e carotaggi setto piano rialzato corpo 1



fig. 21 ubicazione dei prelievi piano 1



fig. 22 ubicazione dei prelievi piano 2



fig. 23 ubicazione dei prelievi piano 3



fig. 24 ubicazione dei prelievi piano 4

4.5 Strutture orizzontali

Per la conoscenza di tali strutture si è proceduto al solo rilievo visivo senza poter ricorrere a prove dirette tranne per la trave di copertura del piano 3. L'esame visivo della tessitura degli orizzontamenti, è stato possibile tramite la termografia. Le indagini hanno confermato il progetto esecutivo. Gli impalcati sono realizzati in latero cemento con travetti in c.a.p. e getto di completamento in opera, l'interposto laterizio ha funzione di alleggerimento.

Un'osservazione particolare merita la chiusura verticale esterna della scala di servizio del 4 piano. Infatti la scala è a sbalzo da trave a ginocchio. La chiusura verticale esterna (che ha un carico importante basti vedere l'analisi dei carichi da progetto esecutivo riportata di seguito) poggia direttamente su solaio. Inoltre la copertura di tale vano scala poggia sulla muratura suddetta. Tali considerazioni sono state valutate nell'analisi statica e sismica del presente studio confermando le criticità dettate dalle deformazioni che la struttura del corpo 1 deve avere per soddisfare giunti di 13cm in dir. X sotto l'azione sismica con Tr 949 anni. Per Tr30 anni il giunto in dir. X deve essere 3 cm per il solo corpo 1.

Analisi dei carichi solai					
piano	p.p.+perm. kg/m ²	variabili kg/m ²	totali kg/m ²	quota m	H altezza solaio cm
piano copertura	580	100	680	17.20; 4.30 14.40;13.70	32
solaio intermedio piano coperto	580	250	830	11.00	24
solaio terrazzo	580	200	700	11.00	32
solaio intermedio coperto	580	250	830	7.70	24
solaio scoperto terrazzo	580	200	780	7.70	32
solaio scoperto terrazzo	580	200	780	4.40	32
solaio intermedio zona uffici	580	350	930	4.40	24
solaio intermedio zona mensa	580	350	930	4.40	32
solaio intermedio zona travetti binati	580	1000	1580	4.40	24
solaio intermedio su fondazioni	580	500	1080	1.10	32
solaio intermedio archivio e armeria	580	1000	1580	1.10	32
solaio copertura sala macchine ascensore	475	100	575	17.20	32
Scale	700	500			
Analisi dei carichi chiusure verticali					
Tramezzi in forati da 8cm compreso intonaco	140 kg/m ²				
CVE costituita da poroton, avvolgibili, cassonetti, davanzali, veletta	1000 kg/m				
CVE obliqua, mattoni semipieni, tavelloni, infissi, veletta	1200 kg/m				

I dati sopra riportati sono stati evinti dalle schede dei carichi solai associati alla relazione di calcolo esecutiva.

4.6 Livello di conoscenza acquisito e parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica

In base a quanto previsto dalla Tabella C8A.1.2 data la presenza contemporanea degli elementi:

- geometria: disegni di carpenteria originali;
- dettagli strutturali. disegni costruttivi completi;
- proprietà dei materiali: dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ;

inizialmente si è deciso di raggiungere il livello di conoscenza LC2, tale da poter applicare l'analisi non lineare. Inoltre la circolare nelle specifiche del livello di conoscenza LC2 impone che *"se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ"*. A seguito dei valori ottenuti dalle prove e riscontrata l'intensità inferiore rispetto a quelli di progetto in una fase ormai avanzata dello studio di vulnerabilità, è stato necessario convergere ragionevolmente al livello di conoscenza LC1. Di conseguenza il Fattore di Confidenza assunto nella valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio allo stato attuale (la cui elaborazione è riportata nell'allegato 5) è pari a $FC=1,35$.

In tale caso si è potuto applicare l'analisi dinamica lineare. Si è potuto investigare anche l'interazione tra la fondazione con pali e la struttura in elevazione, a differenza dell'analisi non lineare che avrebbe visto il vincolo teorico alla base della struttura di elevazione quale incastro.

I principali parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica, eseguita con il programma di calcolo Mastersap sviluppato da AMV srl sono i seguenti:

	α_u / α_1	α_u / α_1	media	$q_0 = 3 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	K_w	K_R	$q = q_0 K_w \cdot K_R$
Corpo 1	1.3	1	1.15	3.45	1	0.8	2.76

latitudine (WGS84) = 40.66945

longitudine (WGS84) = 16.59636

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Località	Matera - (MT)
ag/g	0.1762
F0	2.54
Tc*	0.35
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1.2
Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	5%
Numero di frequenze	12

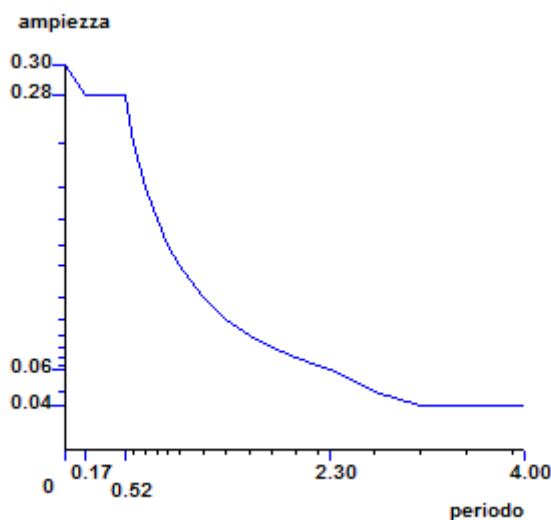
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor = 2.76 [q0X = 3.45 q0Y = 3.45 kw = 1 Kr = 0.8]
Duttilita'	Bassa Duttilita'
Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

Fattore di importanza γ_i 1 applicato

Spettri orizzontali:

Num. Periodo A.slu X

1	0.000	0.3027
2	0.173	0.2785
3	0.520	0.2785
4	0.600	0.2412
5	0.700	0.2068
6	0.800	0.1809
7	0.900	0.1608
8	1.000	0.1447
9	1.200	0.1206
10	1.400	0.1034
11	1.600	0.0905
12	1.800	0.0804
13	2.000	0.0724
14	2.200	0.0658
15	2.305	0.0628
16	2.700	0.0458
17	3.100	0.0352
18	3.500	0.0352
19	3.900	0.0352
20	4.000	0.0352



Dai risultati delle prove di laboratorio si sono assunti i seguenti parametri meccanici di resistenza:

pali di fondazione

Rcm	170 kg/cm ²
f _{ym}	3696 kg/cm ²
Fc	1.35

travi di fondazione

Rcm	244 kg/cm ²
f _{ym}	3800 kg/cm ²
Fc	1.35

pilastrì

piano 1:

Rcm 219 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 2:

Rcm 187 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 3:

Rcm 238 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 4:

Rcm 176 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

travi

piano 1:

Rcm 219 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 2:

Rcm 187 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 3:

Rcm 238 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 4:

Rcm 176 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

pareti in c.a.

Rcm 219 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

Le verifiche sono state condotte agli SLU assumendo per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / \gamma_c$$

dove

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{cm} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85 per edifici nuovi.

Bisogna però osservare che α_{cc} tiene conto del fatto che la tensione di rottura misurata con prove a breve durata è maggiore di quella che si rileva per carichi di lunga durata. Pertanto, poiché le resistenze medie che si utilizzano negli edifici esistenti derivano da campionamenti in sito che hanno già prodotto i fenomeni rispetto ai quali è opportuno cautelarsi in sede di progetto (all'istante $t=28$ giorni), osserviamo che la maggioranza degli autori in letteratura tecnica opta per adottare il valore di $\alpha_{cc} = 1$ così come assunto nelle presenti verifiche.

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{ym} / \gamma_s$$

dove:

$\gamma_s = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{ym} per armatura ordinaria è la tensione media di snervamento dell'acciaio ottenuta dalle prove.

4.7 Carichi e combinazione dei carichi

L'analisi statica e l'analisi dinamica lineare sono state condotte combinando le condizioni di carico:

condizione di carico 1	condizione di carico 2	condizione di carico 3	condizione di carico 4	condizione di carico 5	condizione di carico 6	condizione di carico 7
peso proprio	variabili categoria c1; c2; c3	variabili categoria E1	variabili categoria B2	variabili categoria A	Variabili copertura categoria H	spinta sismica terreno
permanenti						
spinta statica terreno						
carico ascensore su soletta						

L'azione variabile vento è stata applicata come distribuzione di forze applicate ai nodi della struttura.

Anche le forze inerziali orizzontali e verticali indotte dal muro-terreno, sono state applicate ai nodi degli elementi di interesse.

Sono state applicate le seguenti combinazioni di carico ruotando l'azione dominante:

dinamica:

$$E + G_1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \psi_{24} \cdot Q_{k4} + \psi_{25} \cdot Q_{k5}$$

G_1 = condizione 1 + spinte e forze inerziali

$$\psi_{21} = \psi_{22} = 0.3$$

Q_{k1} = variab. cat. A

Q_{k2} = variab. cat. B

$$\psi_{23} = 0.6$$

Q_{k3} = variab. cat. C

$$\psi_{24} = 0.8$$

Q_{k4} = variab. cat. E

$$\psi_{25} = 0$$

Q_{k5} = variab. cat. H

statica pura + spinta terreno statica; azione dominante cat. B:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0$$

G_1 = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. B

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. C

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento ($\pm X$); azione dominante cat. B:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G_1 = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. B

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. C

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento ($\pm Y$); azione dominante cat. B:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. B

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. C

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica; azione dominante cat. C:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. C

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. B

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento ($\pm X$); azione dominante cat. C:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. C

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. B

Q_{k4} = variab. cat. A
 Q_{k5} = variab. cat. H
 Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento ($\pm Y$); azione dominante cat. C:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G_1 = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. C

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. B

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica; azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0$$

G_1 = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. A

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. B

Q_{k4} = variab. cat. C

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento ($\pm X$); azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G_1 = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. A

Q_{k2} = variab. cat. E
 Q_{k3} = variab. cat. B
 Q_{k4} = variab. cat. C
 Q_{k5} = variab. cat. H
 Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento ($\pm Y$); azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G_1 = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. A

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. B

Q_{k4} = variab. cat. C

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

4.8 Individuazione della PGA_D di domanda e della PGA_C di capacità allo SLV e valutazione dell'indicatore di rischio

L'individuazione della PGA_D avviene grazie al contributo della relazione geologica dalla quale si desume categoria suolo C

$S_s = 1.431$ coeff. di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1.2$ coeff. di amplificazione topografica

$$A_g/g = 0.1762$$

$$PGA_D = A_g/g \cdot S_s \cdot S_T = 0.303$$

In termini di capacità il periodo di ritorno minimo è $T_R = 30$ anni

$$PGA_C = 0.068$$

L'indicatore di rischio per la struttura in esame allo SLV è dunque dato dal seguente rapporto:

$$I_{r_{slv}} = 0,068/0,303 = 0,224$$

$$0.224 \leq I_{r_{slv}} \leq 1$$

4.9 Sintesi degli interventi proposti

Dalla verifica del corpo 1 in condizioni statiche emerge che:

- i pali sono tutti verificati;
- i pilastri sono tutti verificati;
- alcune travi non risultano verificate, seppur per valori modesti come rappresentato tramite gli indici di resistenza.

A seguito della criticità emergente dall'analisi statica, è consigliabile procedere ad ulteriori valutazioni sulla caratterizzazione dei materiali relativi agli elementi non verificati, con l'obiettivo di ridurre il fattore di confidenza.

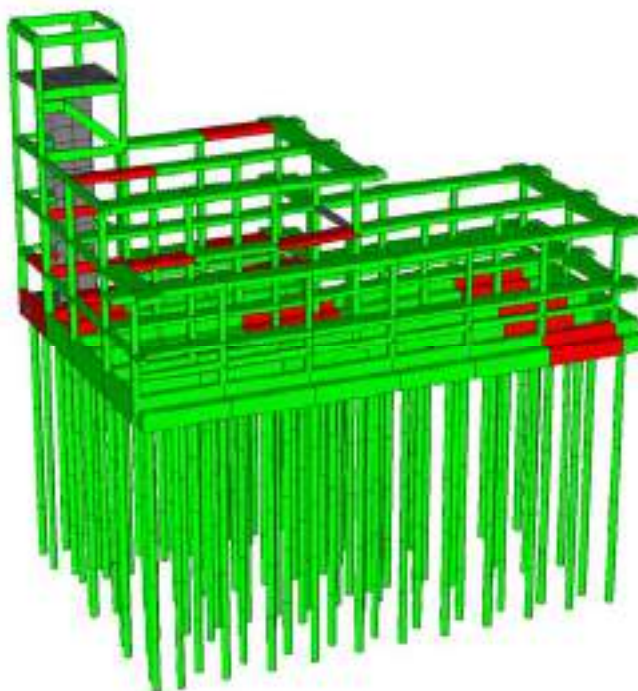
- L'intervento proposto consiste nell'eseguire fasciature con materiali compositi FRP o SRM (Steel Reinforced Mortar) con fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza impregnato con matrice inorganica tixotropica a bassissimo contenuto di polimeri petrolchimici da applicarsi direttamente alla struttura da rinforzare a flessione e taglio.

Al fine di aumentare la sicurezza della struttura nei confronti delle azioni sismiche, si propongono di seguito gli interventi finalizzati a tale scopo.

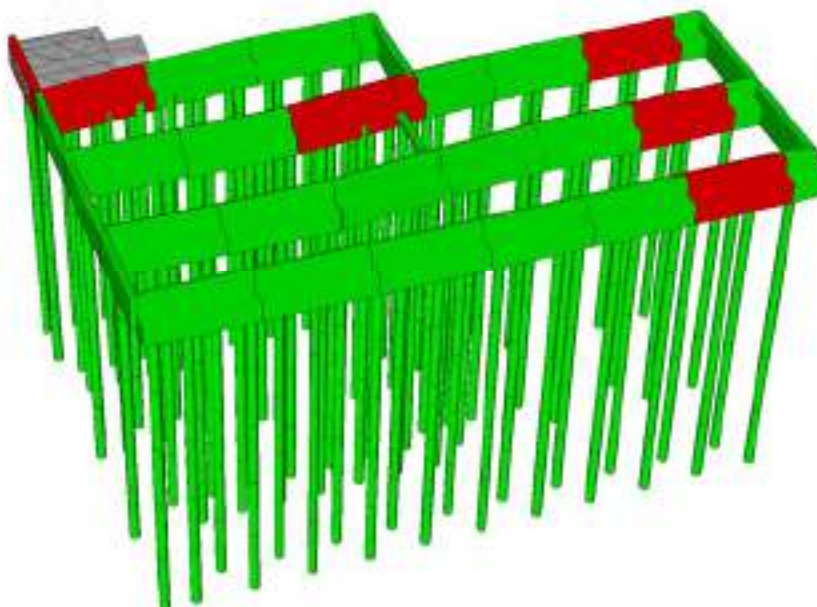
- Inserimento di nuove pareti di taglio che può consentire di limitare i problemi derivanti da irregolarità planimetriche e altimetriche con lo scopo di avvicinare i baricentri delle masse e delle rigidezze, ed aumentare di conseguenza la resistenza all'azione sismica. L'intervento produrrà benefici anche nella limitazione delle deformazioni orizzontali onde evitare fenomeni di martellamento. L'incremento della rigidezza e quindi della modifica del comportamento sismico della struttura produce effetti che devono ovviamente essere adeguatamente verificati.
- placcatura e fasciatura di pilastri e travi mediante l'uso di idonei materiali compositi FRP o SRM finalizzato ad aumentare la resistenza a taglio di pilastri; ad aumentare la resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate; ad aumentare la duttilità nelle parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro (confinamento).

Tali lavorazioni andranno poi integrate con tutte quelle lavorazioni che interesseranno le opere di finitura e gli impianti per rendere l'edificio fruibile.

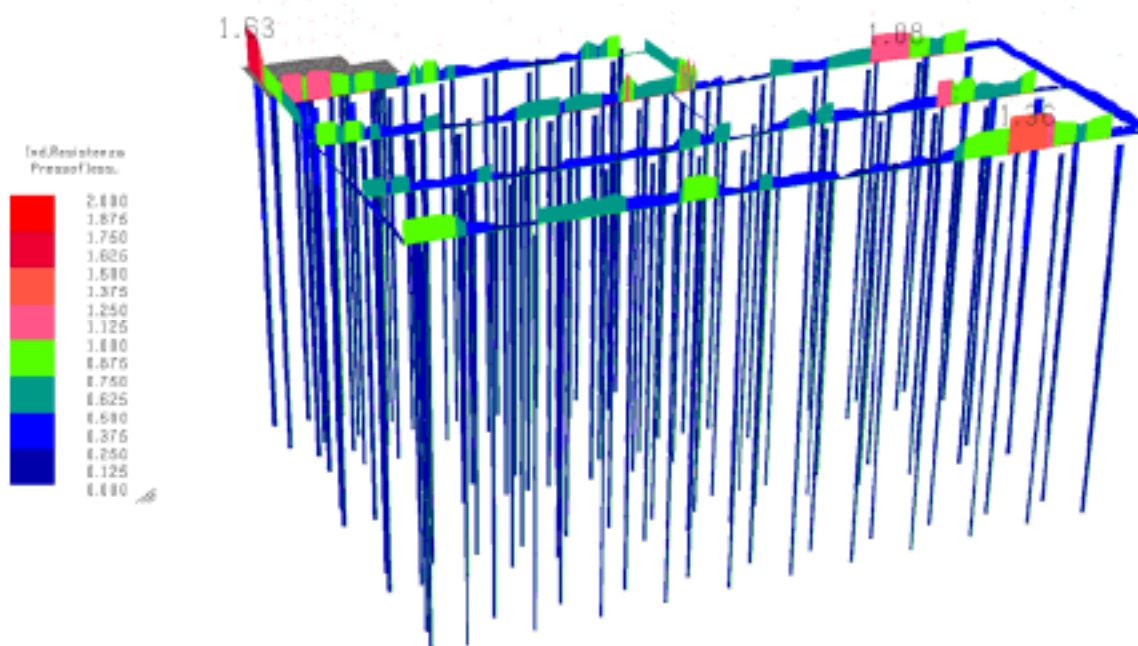
CORPO 1: elementi rossi non verificati per le condizioni statiche slu



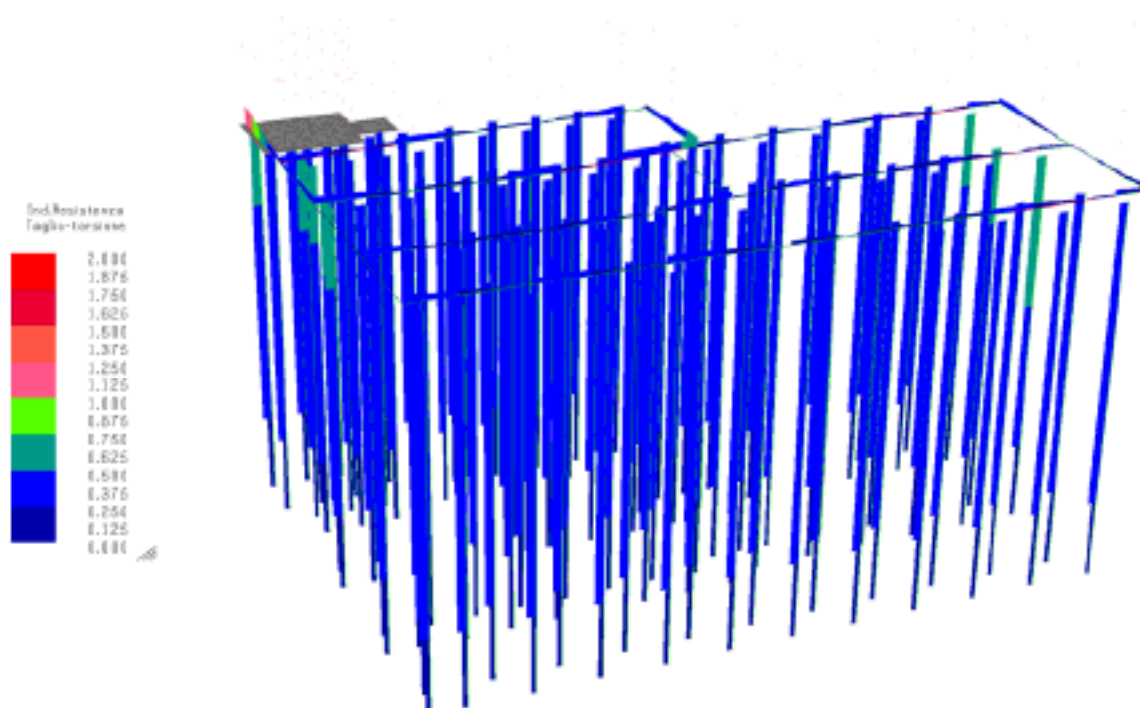
CORPO 1: elementi rossi di dettaglio fondazione non verificati per le condizioni statiche slu



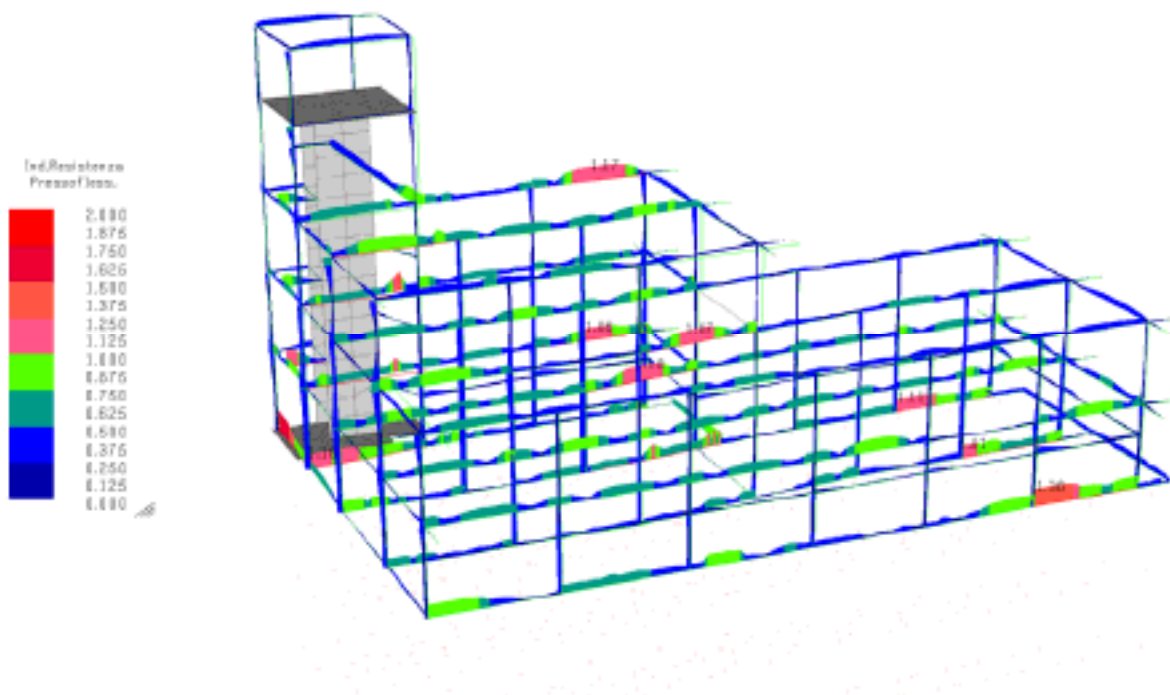
CORPO 1: indici di resistenza a pressoflessione condizioni statiche slu: fondazione e pali



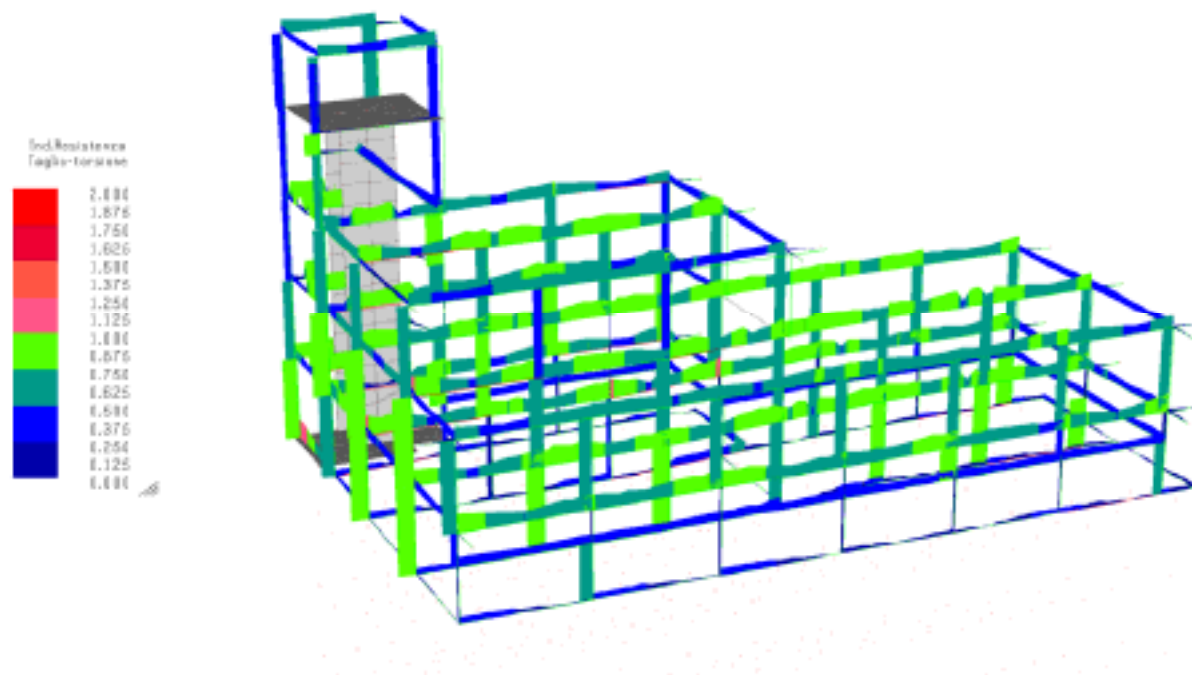
CORPO 1: indici di resistenza a taglio-torsione condizioni statiche slu: fondazione e pali



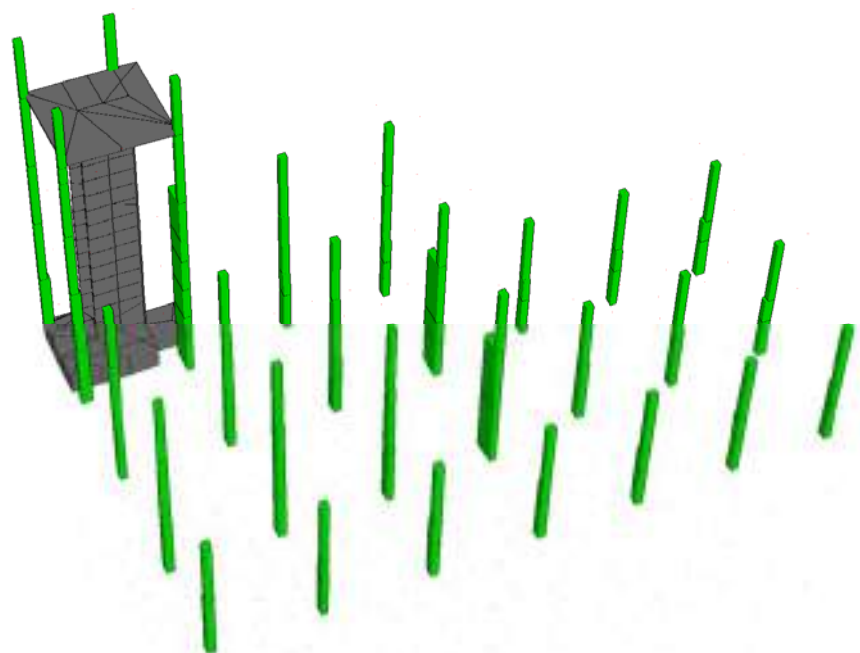
CORPO 1: indici di resistenza a pressoflessione condizioni statiche slu: elevazione



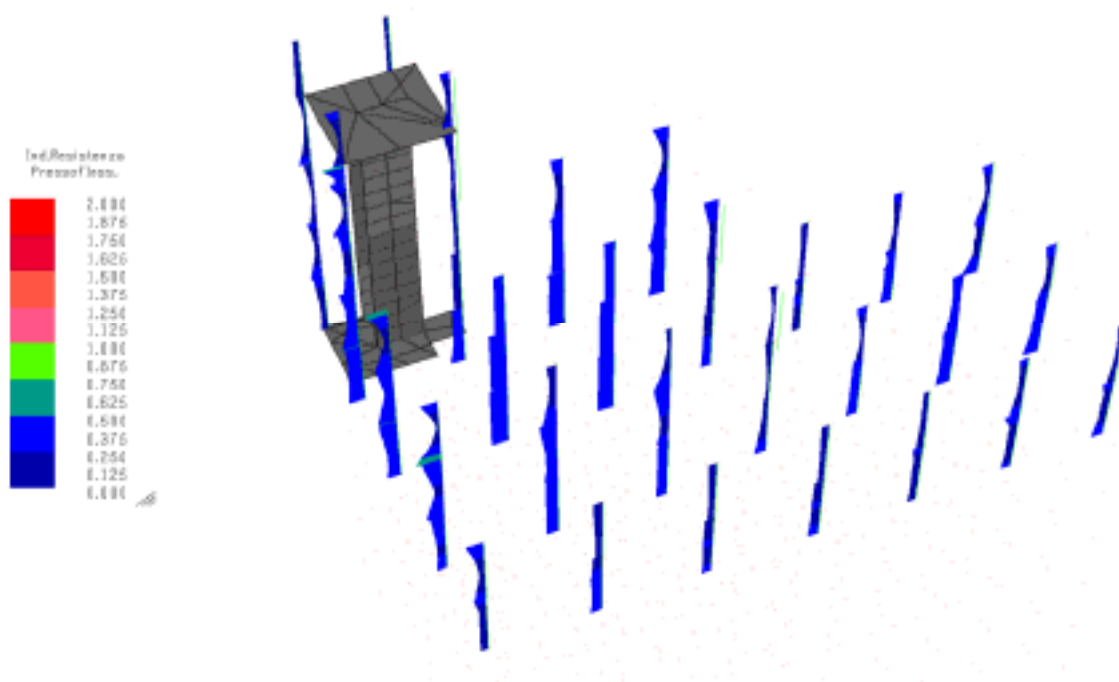
CORPO 1: indici di resistenza a taglio-torsione condizioni statiche slu: elevazione



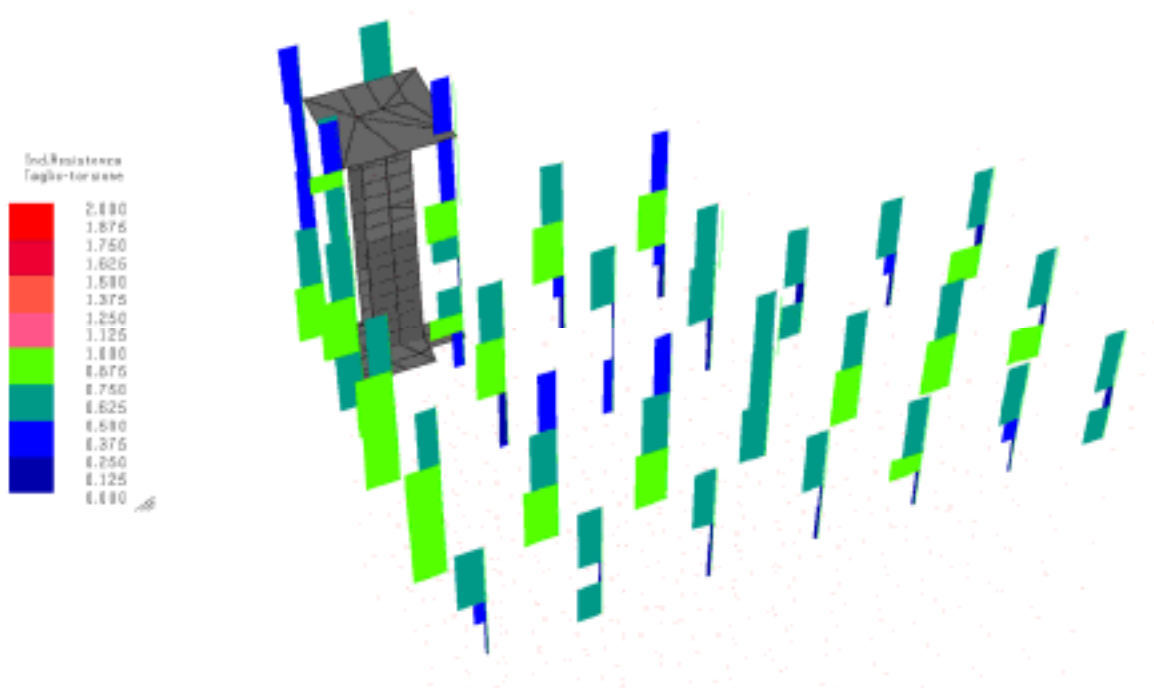
CORPO 1: elementi di dettaglio pilastri verificati per le condizioni statiche slu



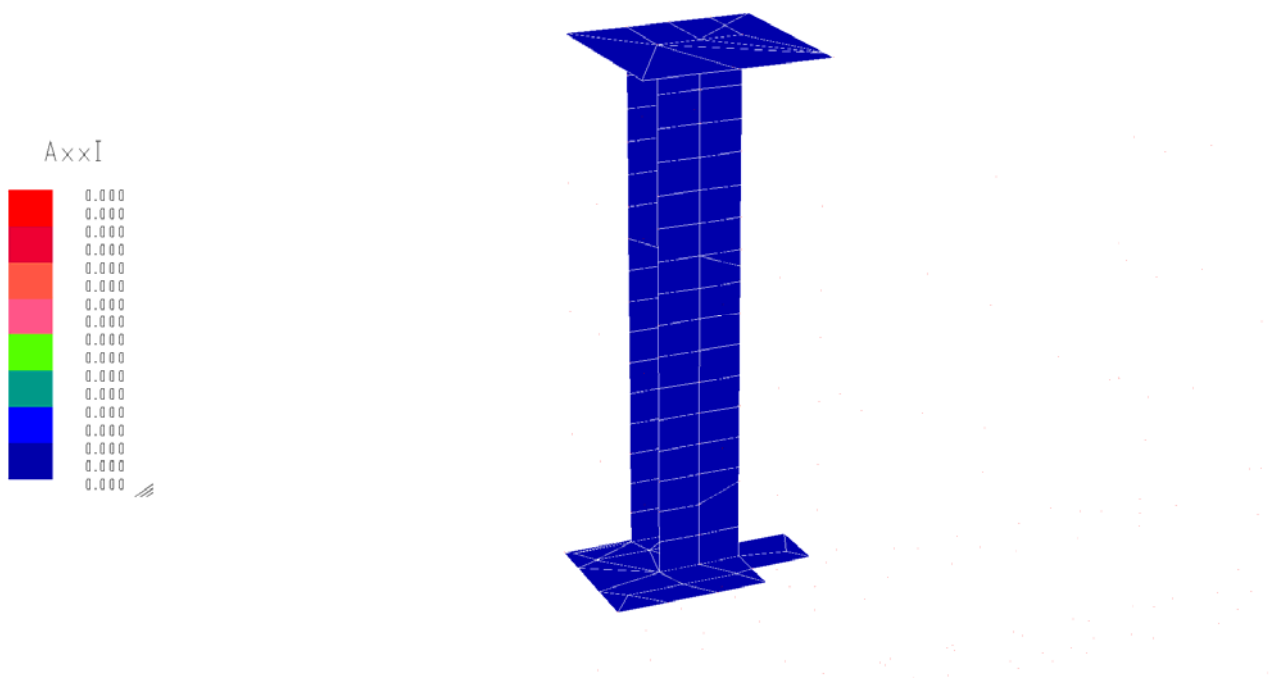
CORPO 1: indici di resistenza di dettaglio a pressoflessione dei pilastri condizioni statiche slu



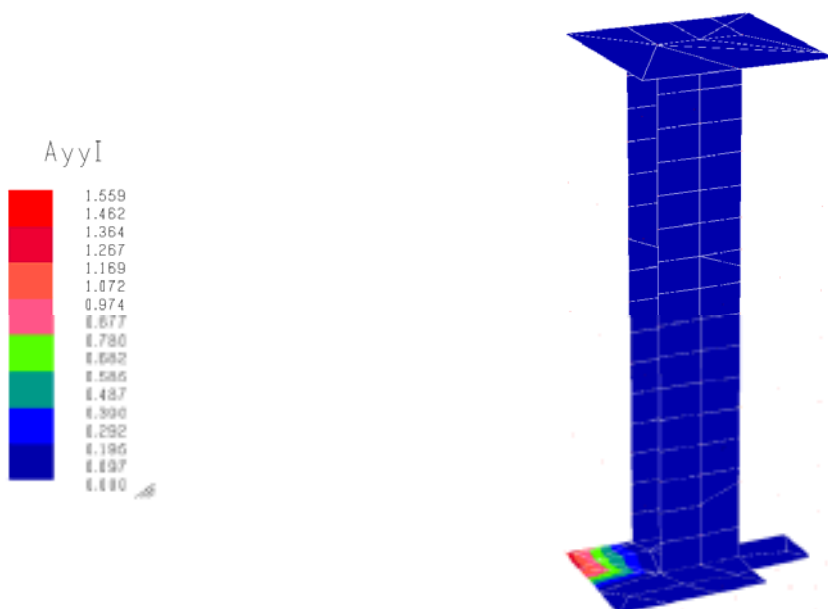
CORPO 1: indici di resistenza di dettaglio a taglio-torsione dei pilastri condizioni statiche slu



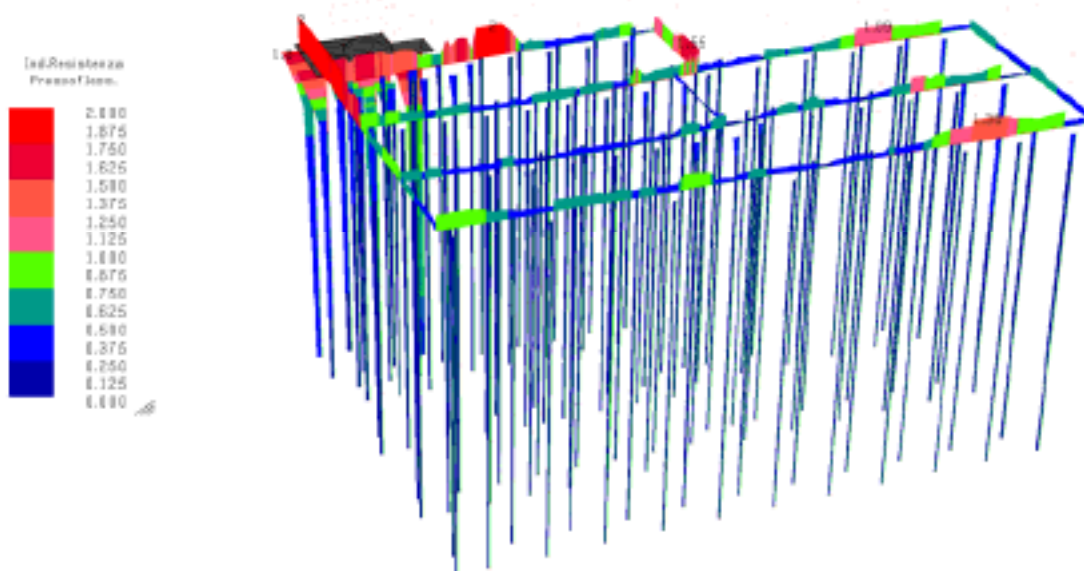
CORPO 1: armatura aggiuntiva orizzontale vano ascensore in c.a. rispetto alle armature esistenti: condizioni statiche slu



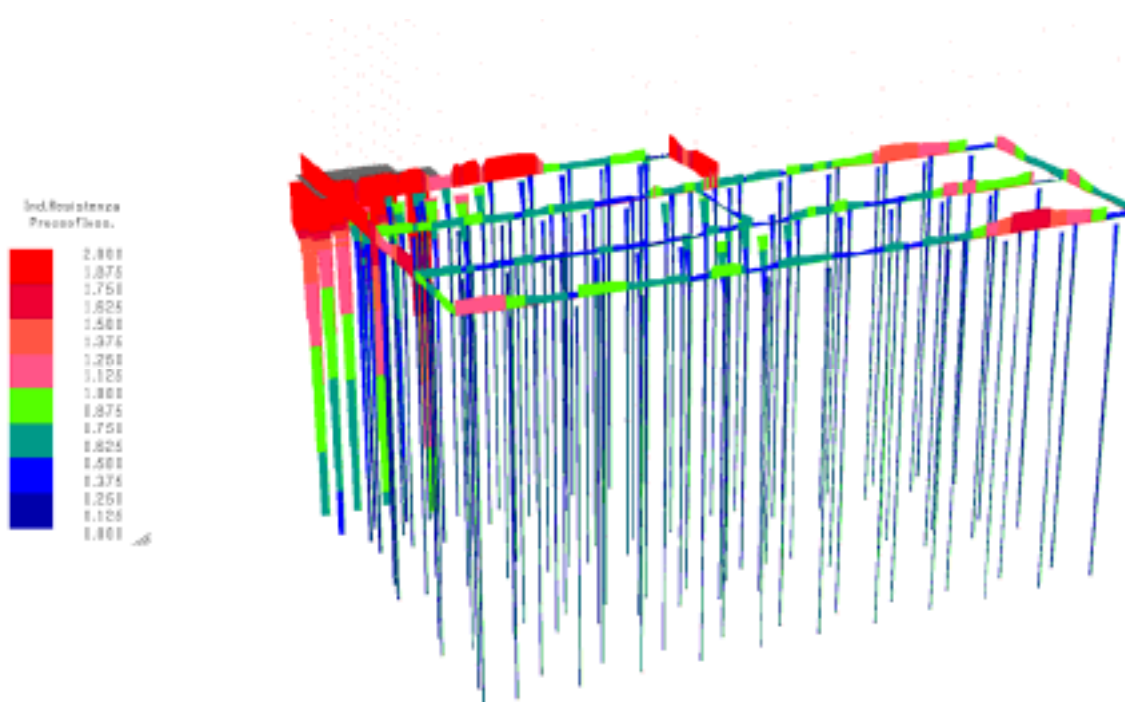
CORPO 1: armatura aggiuntiva verticale vano ascensore in c.a. rispetto alle armature esistenti: condizioni statiche slu



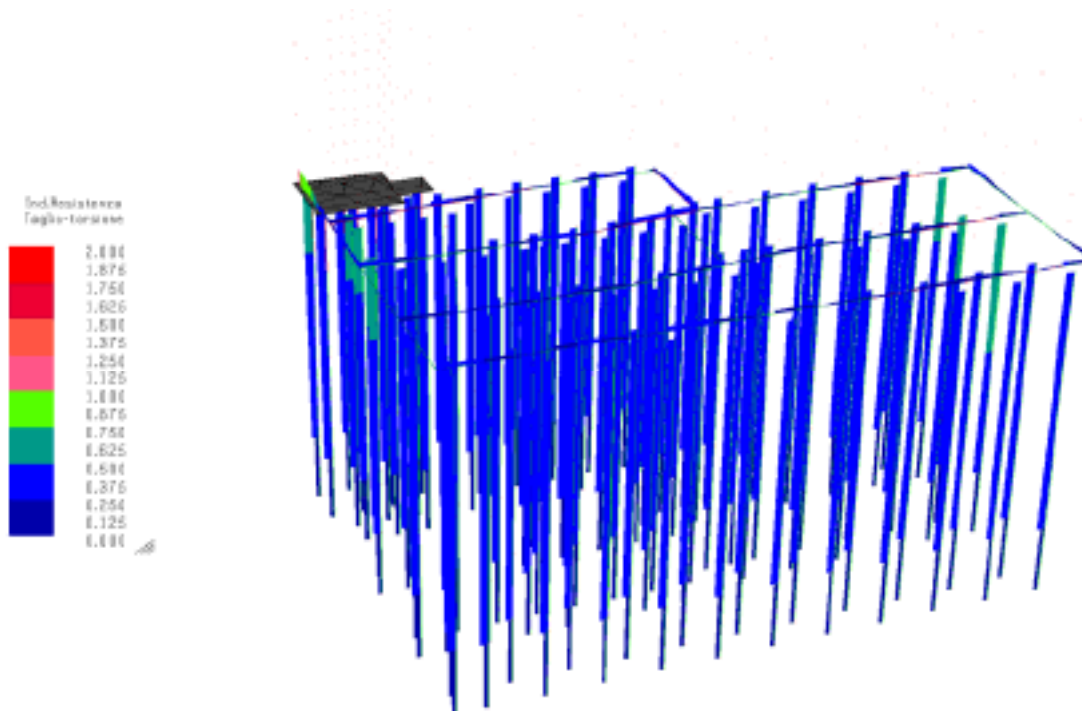
CORPO 1: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



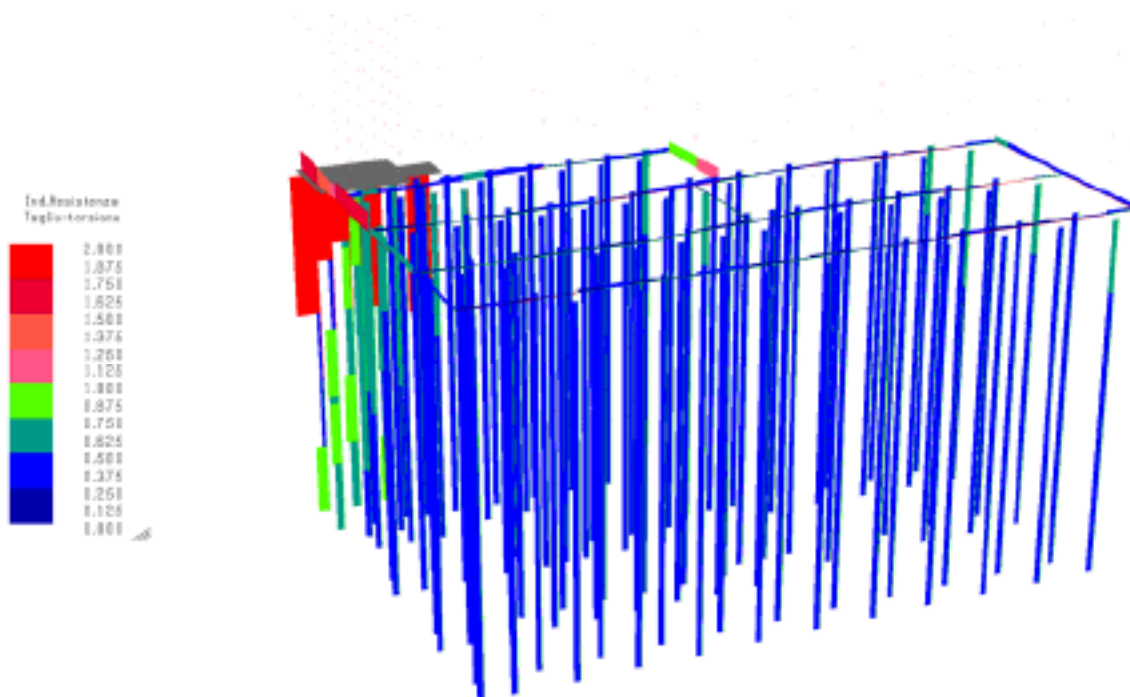
CORPO 1: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



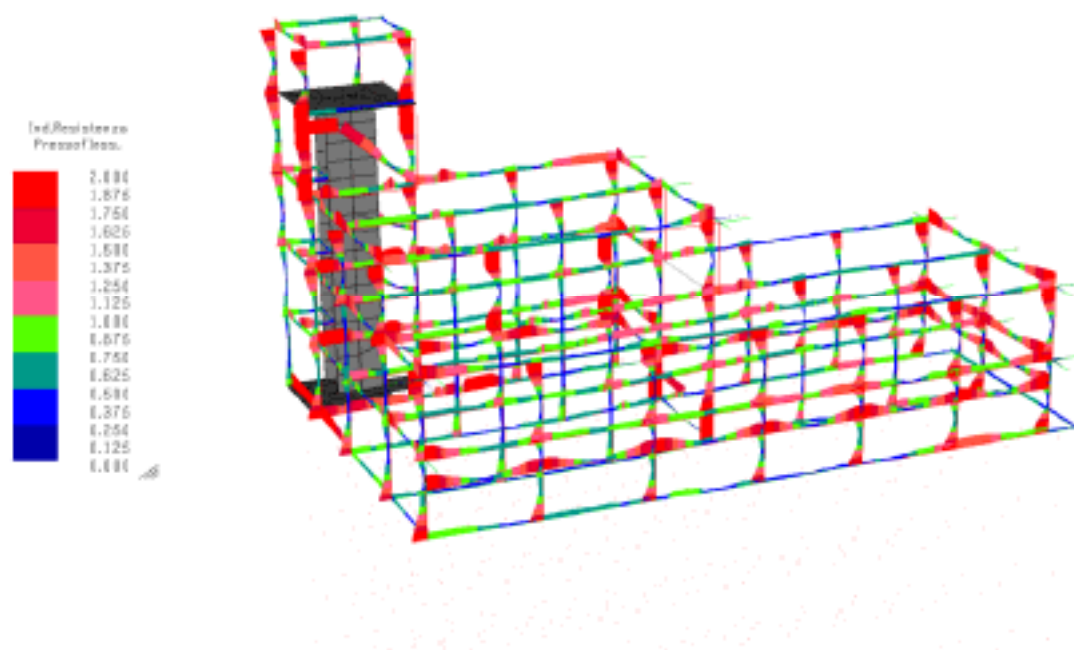
CORPO 1: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



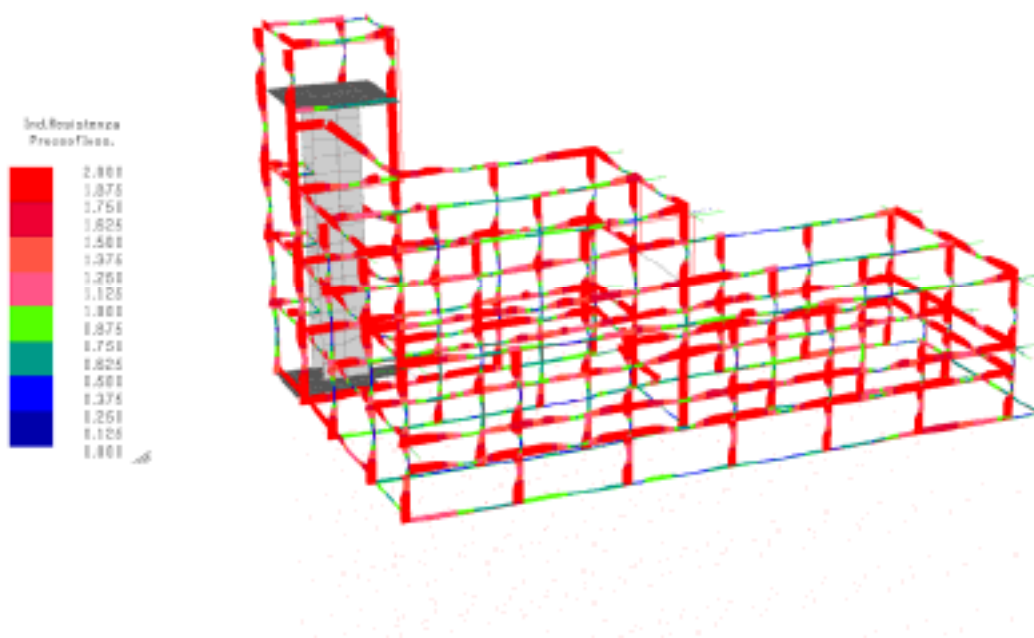
CORPO 1: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



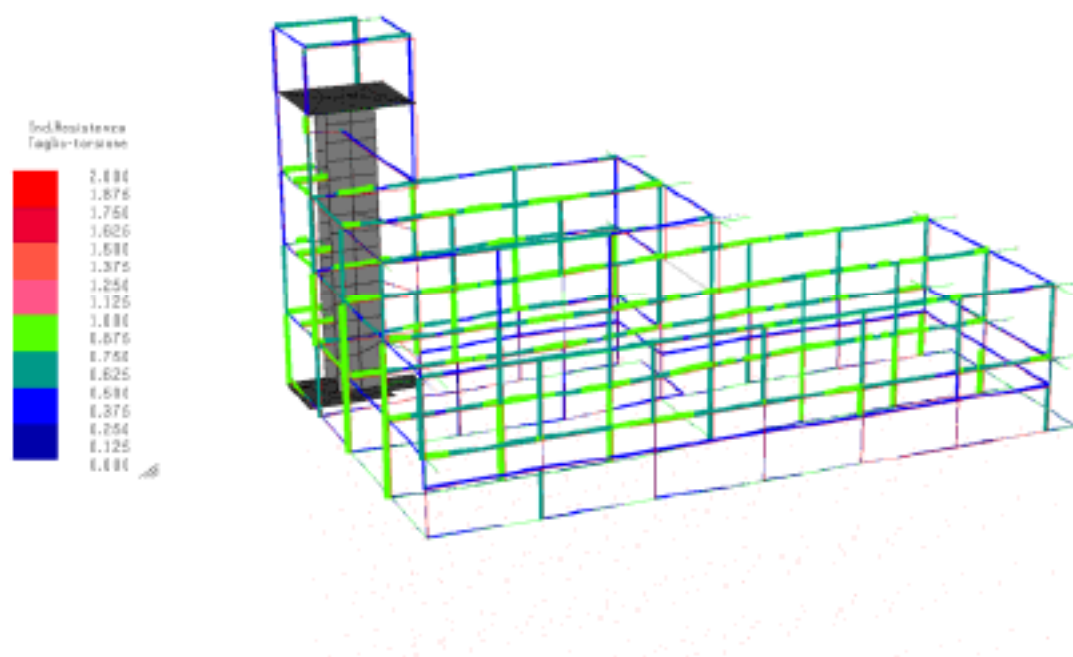
CORPO 1: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



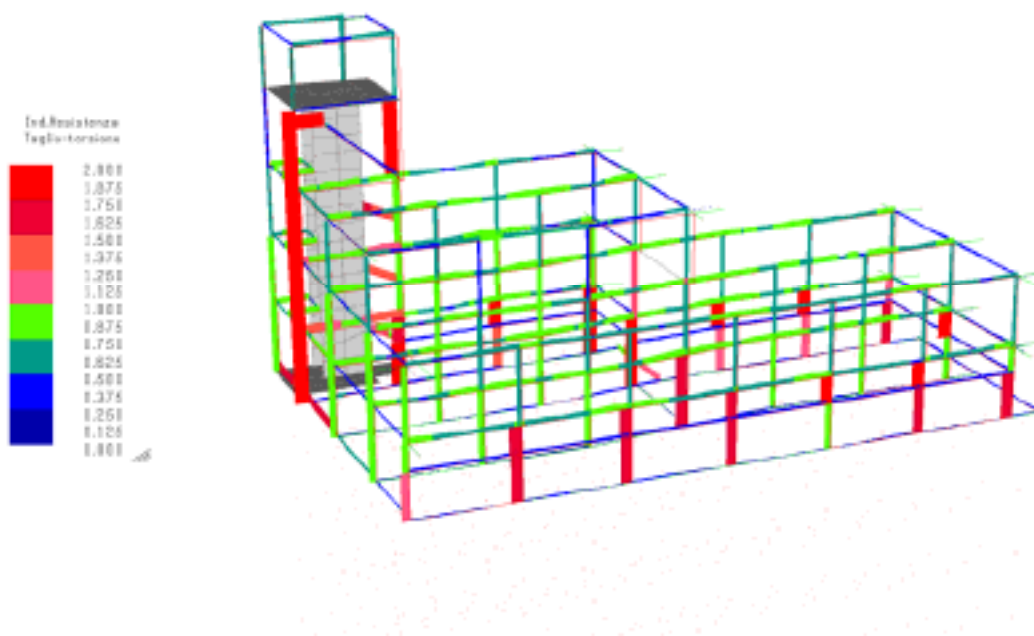
CORPO 1: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



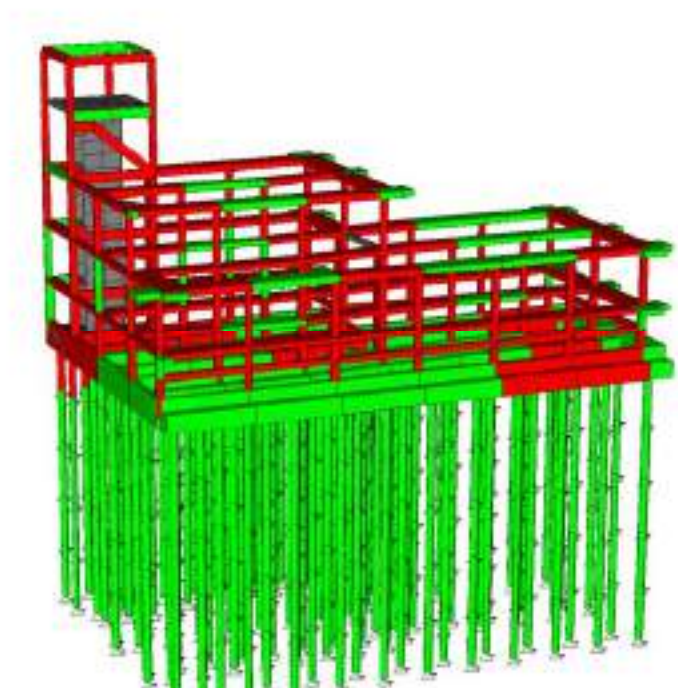
CORPO 1: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



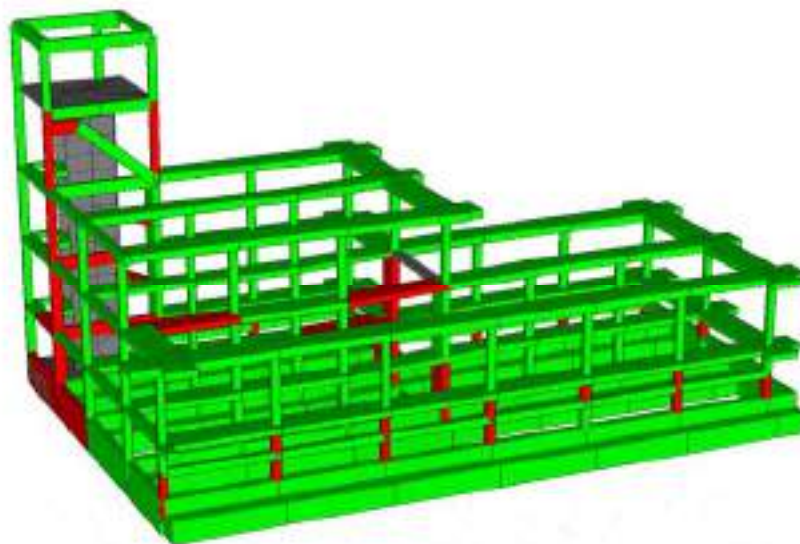
CORPO 1: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



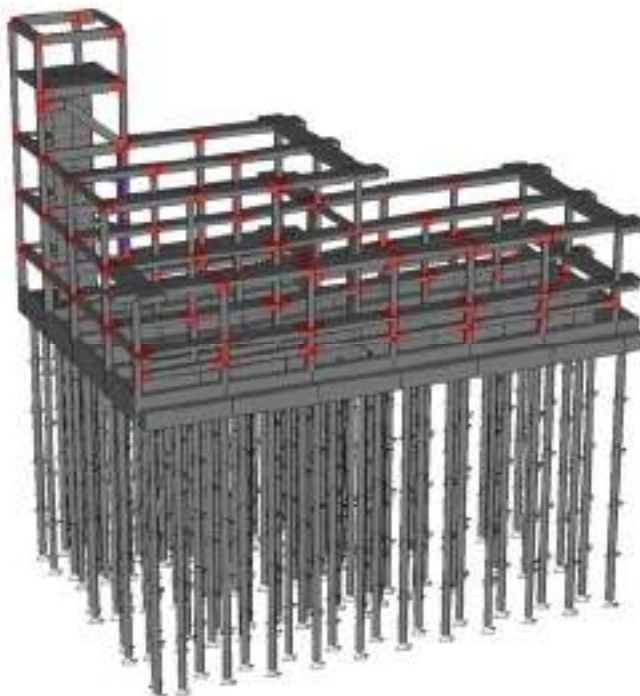
CORPO 1: elementi rossi non verificati ai meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



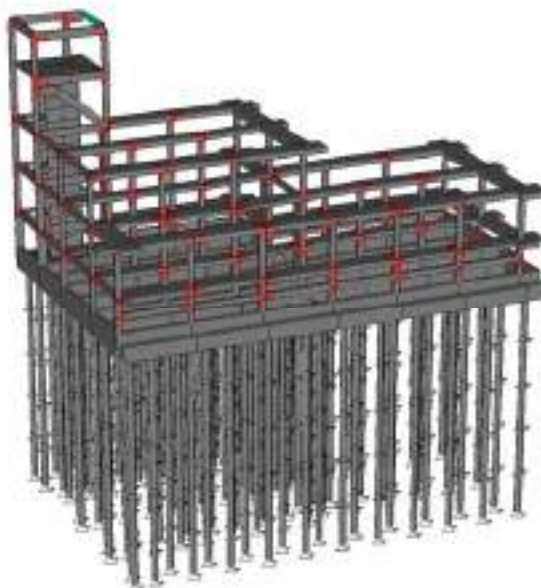
CORPO 1: elementi rossi non verificati ai meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



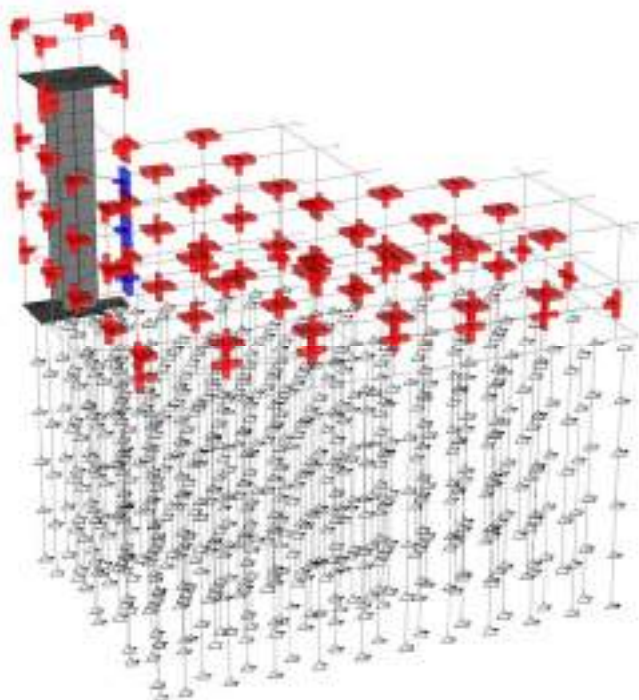
CORPO 1: nodi non verificati in rosso ($q=2.76$) modello tridimensionale T_R 949 anni



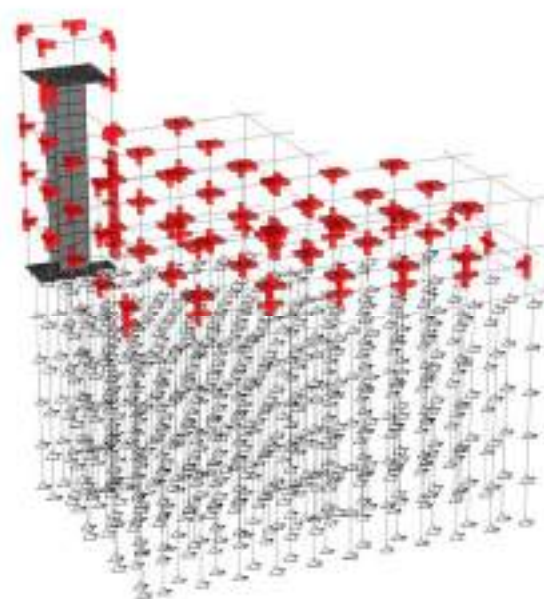
CORPO 1: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) modello tridimensionale T_R 949 anni



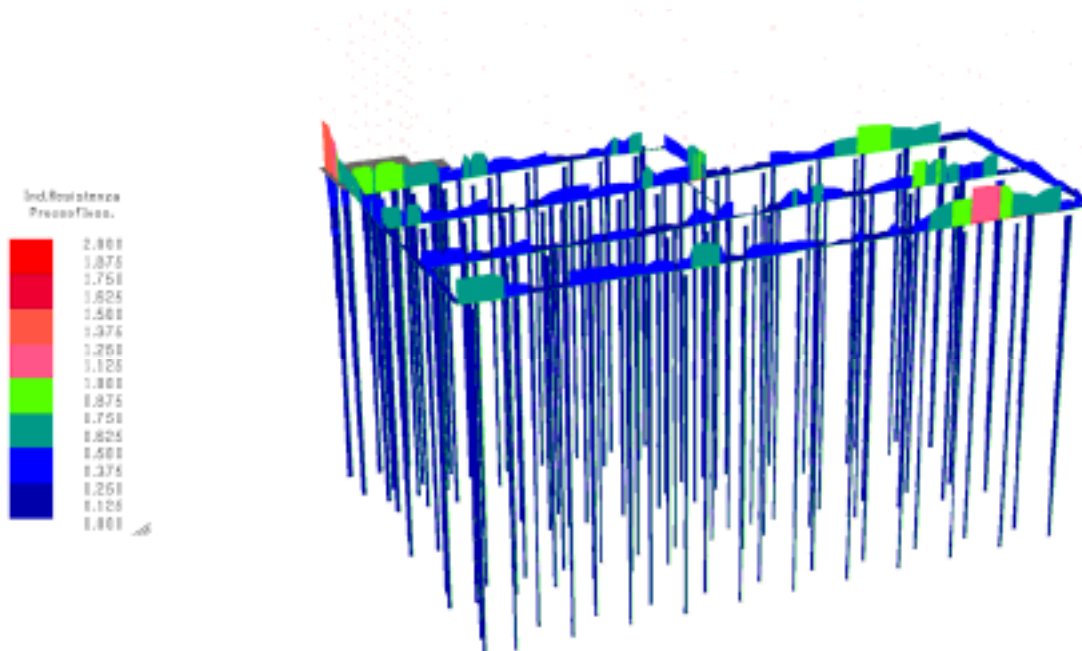
CORPO 1: nodi non verificati in rosso ($q=2.76$) schema unifilare T_R 949 anni



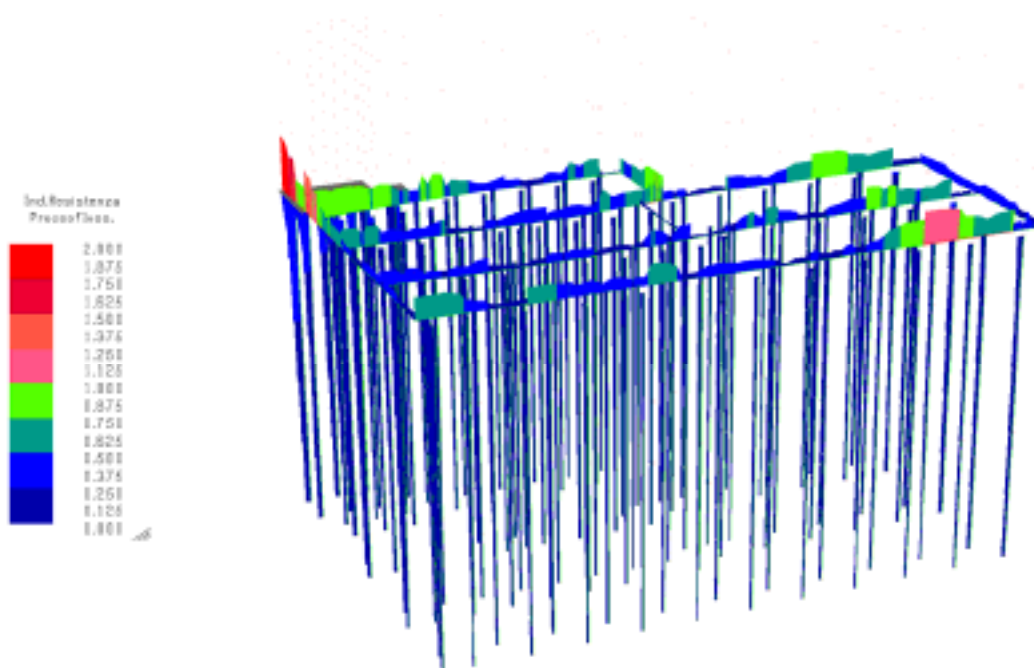
CORPO 1: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) schema unifilare T_R 949 anni



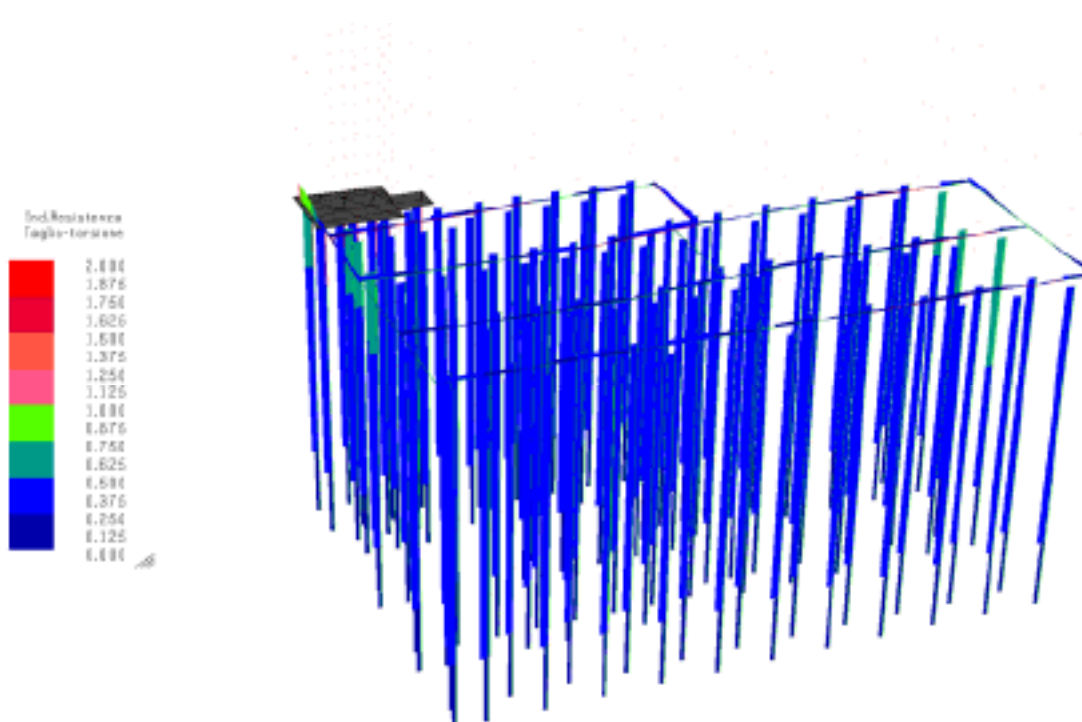
CORPO 1: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



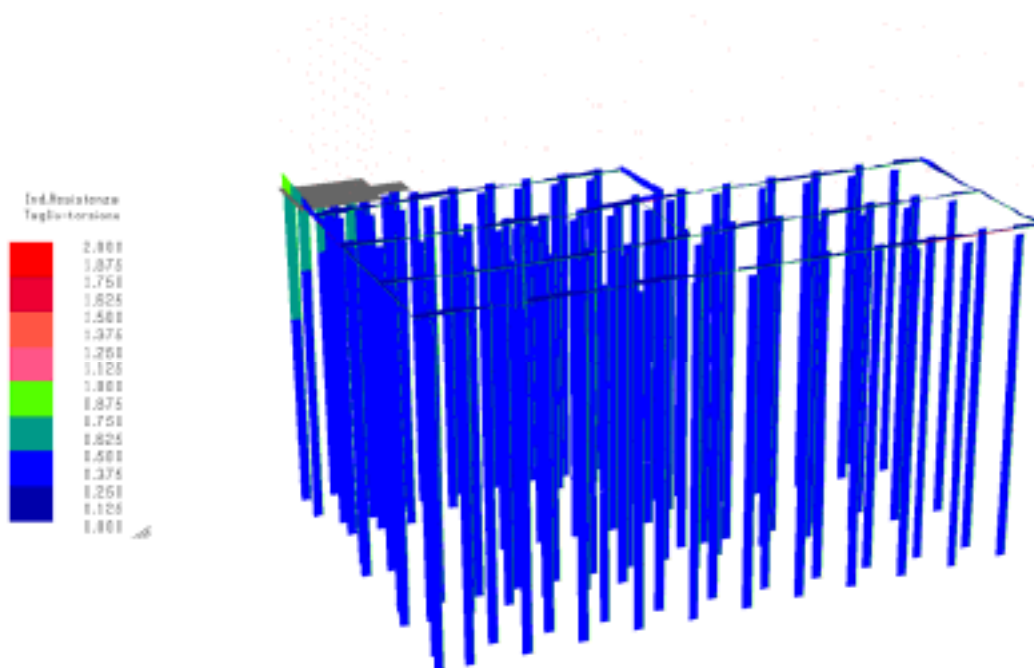
CORPO 1: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



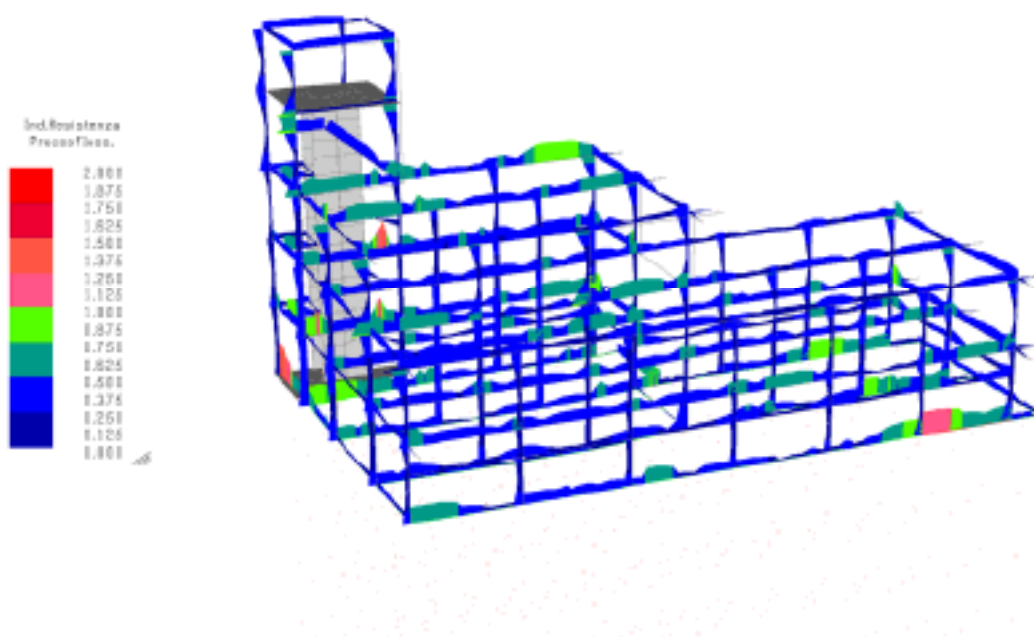
CORPO 1: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



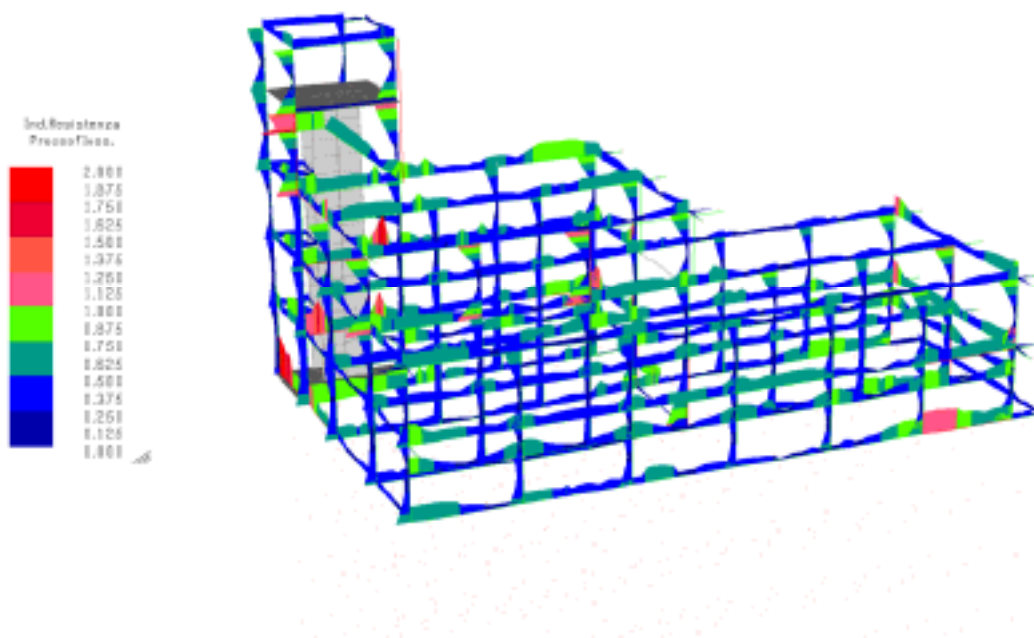
CORPO 1: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



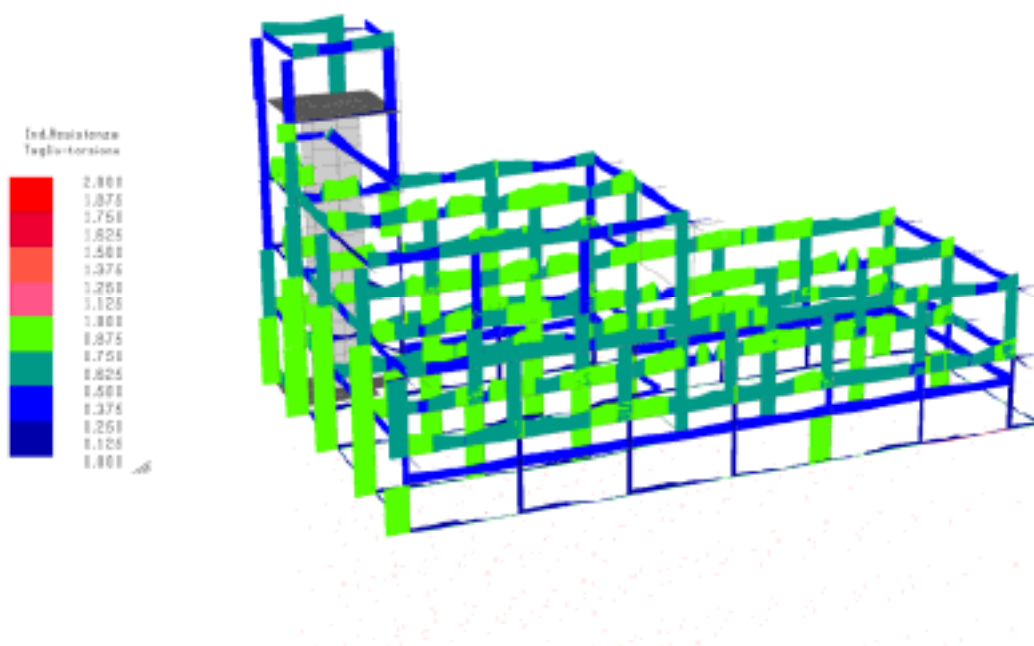
CORPO 1: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



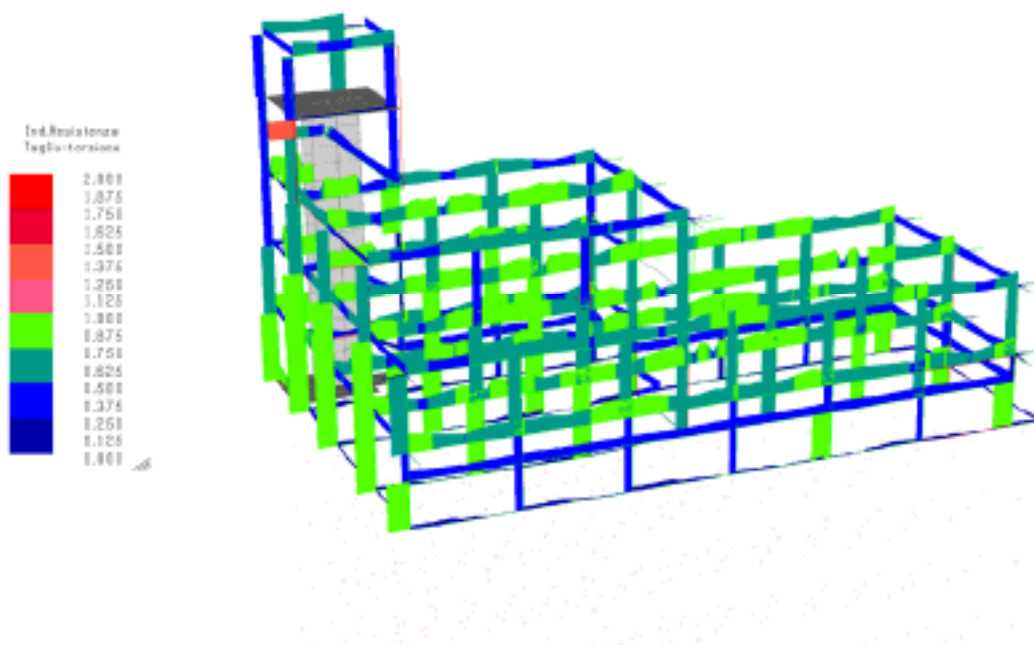
CORPO 1: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



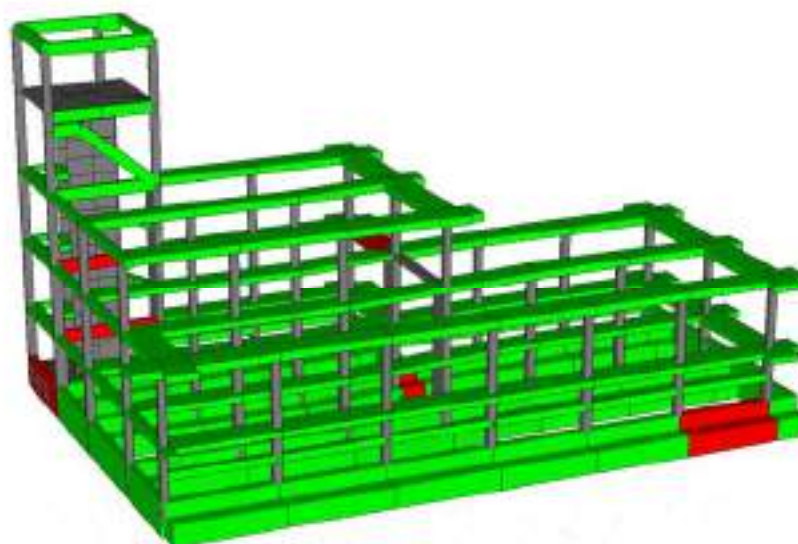
CORPO 1: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



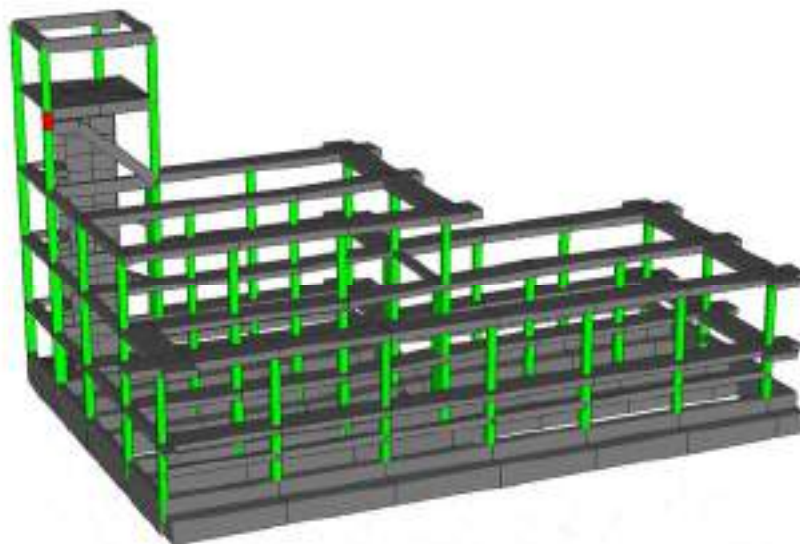
CORPO 1: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



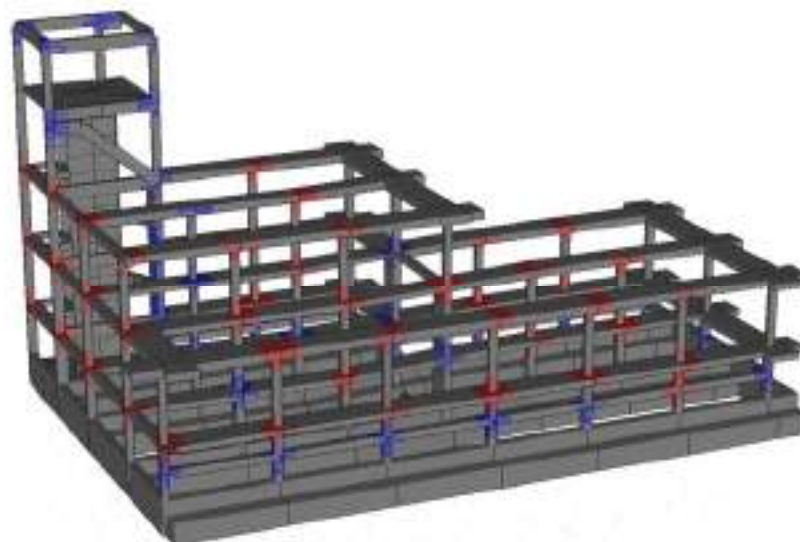
CORPO 1: elementi rossi non verificati ai meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



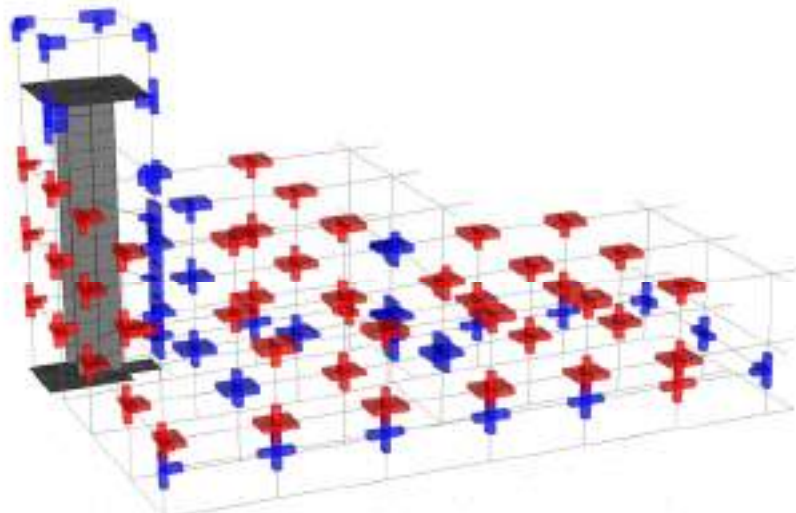
CORPO 1: elementi rossi non verificati ai meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



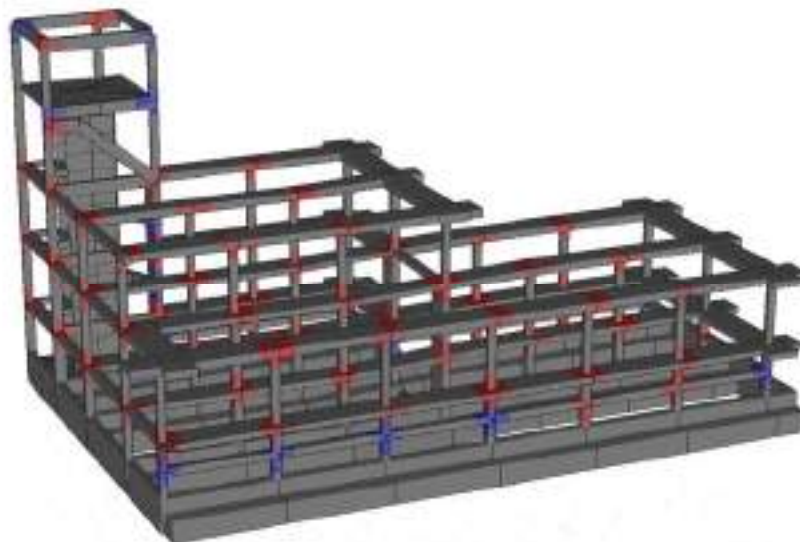
CORPO 1: nodi non verificati in rosso ($q=2.76$) modello tridimensionale T_R 30



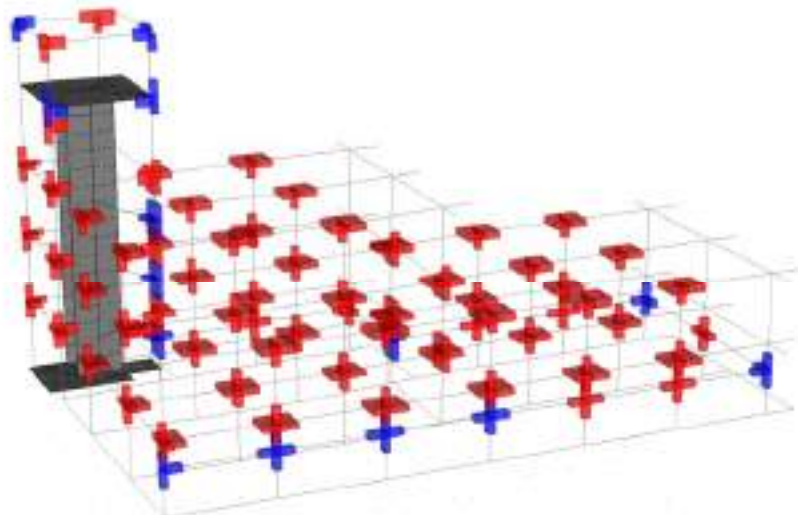
CORPO 1: nodi non verificati in rosso ($q=2.76$) schema unifilare T_R 30 anni



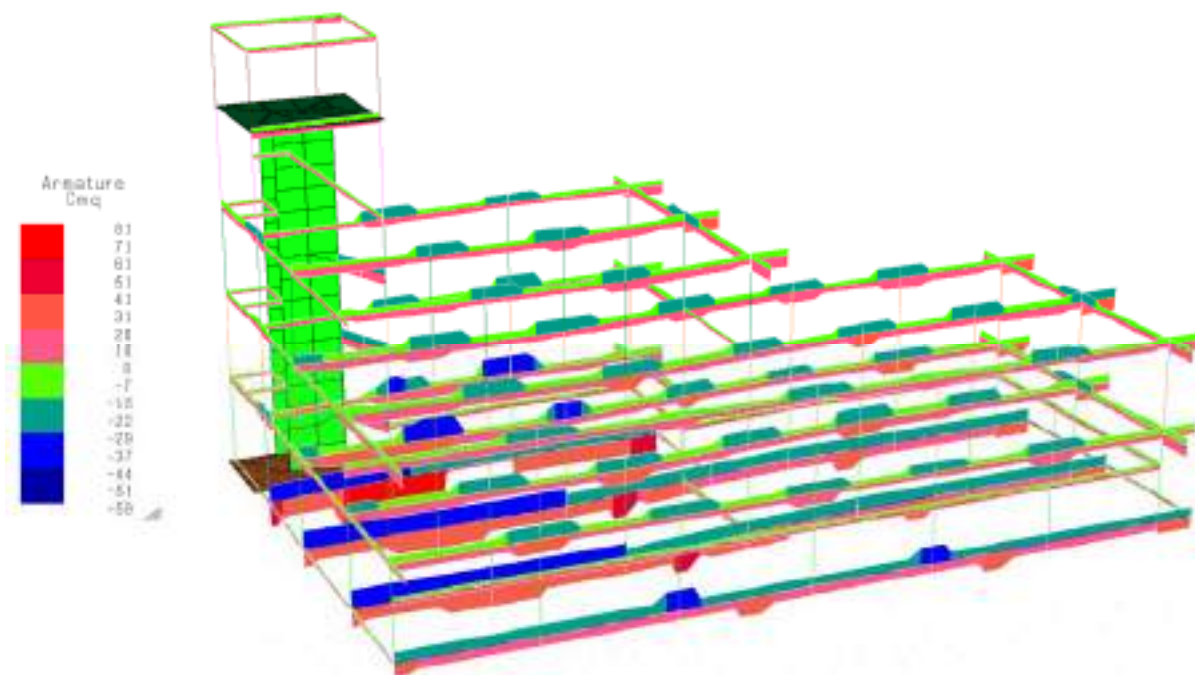
CORPO 1: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) modello tridimensionale T_R 30



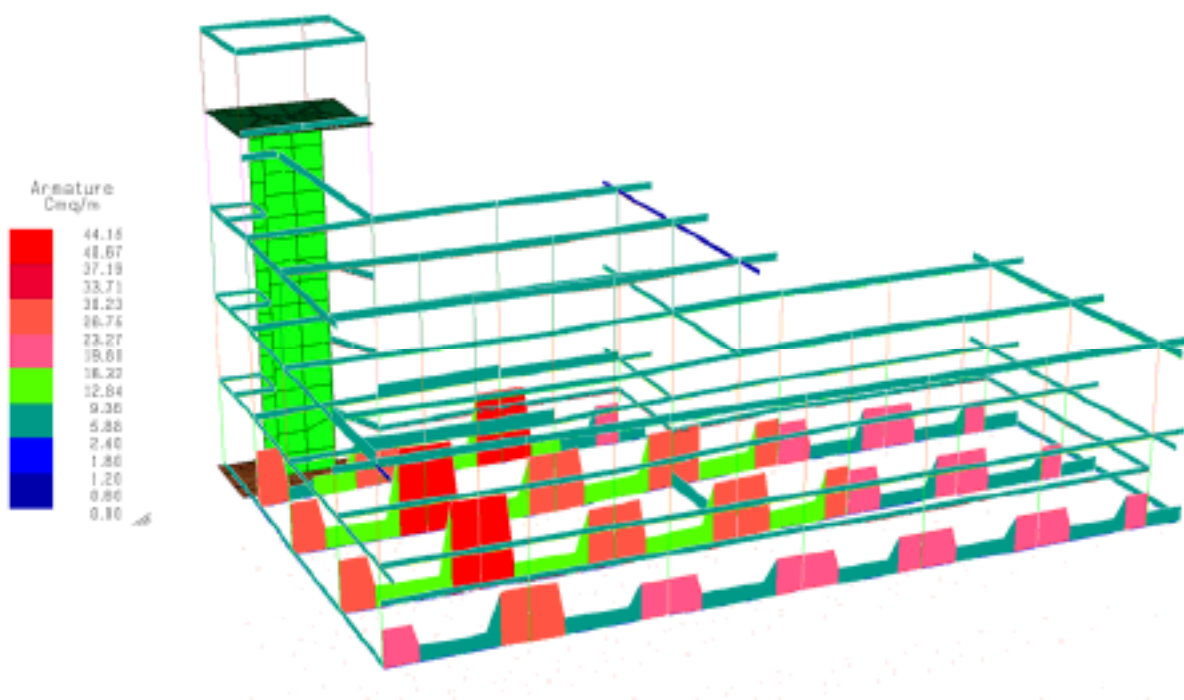
CORPO 1: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) schema unifilare T_R 30 anni



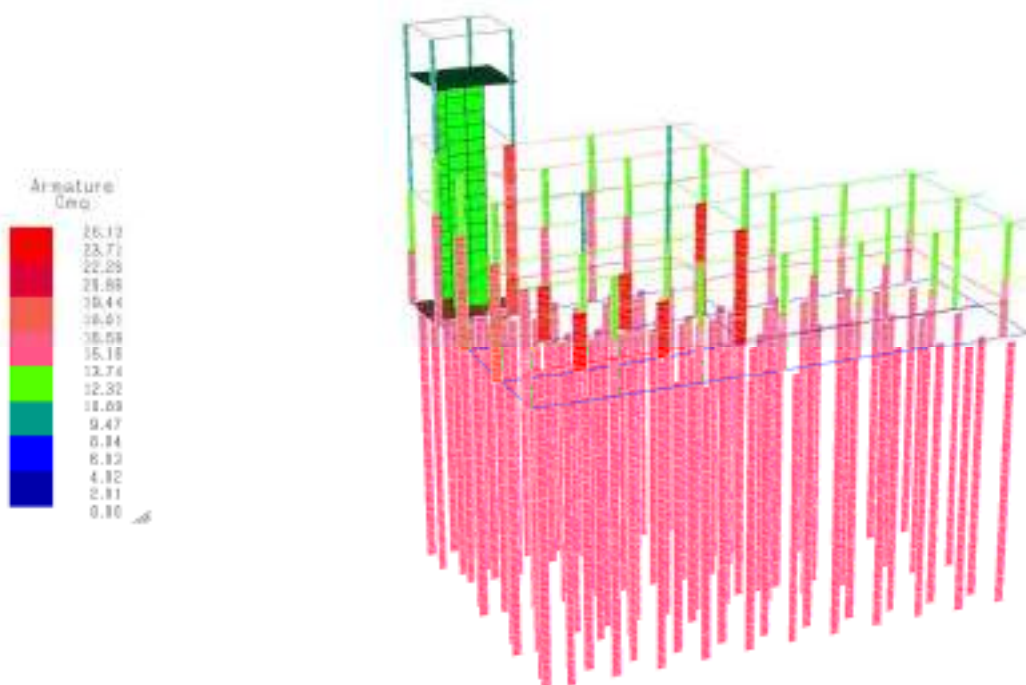
CORPO 1: armatura esistente inferiore e superiore travi in elevazione



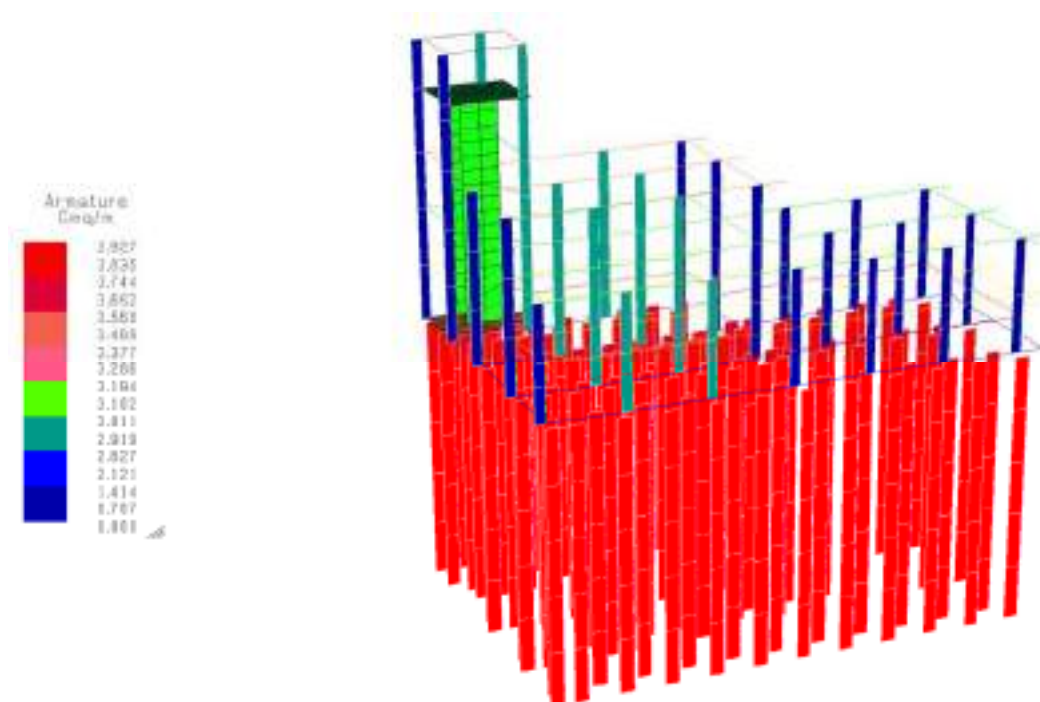
CORPO 1: armatura trasversale esistente travi in elevazione



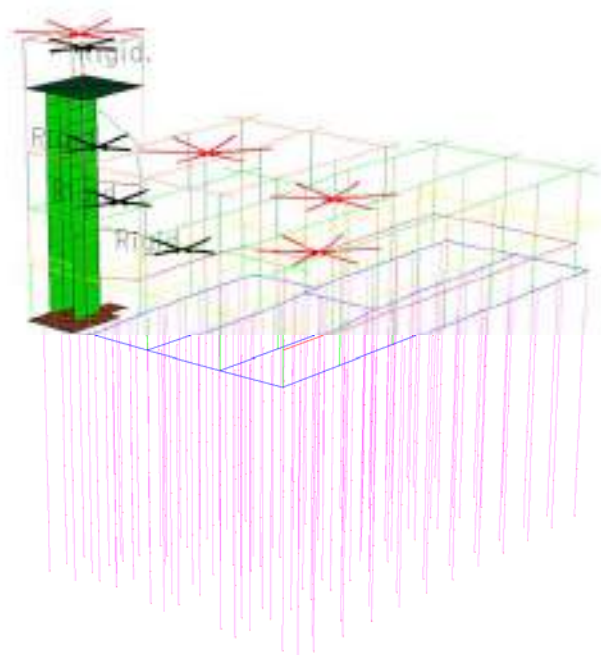
CORPO 1: armatura longitudinale esistente pilastri e pali



CORPO 1: armatura trasversale esistente pilastri e pali



CORPO 1: valutazione del baricentro delle rigidità e del baricentro delle masse



5.0 CORPO 2

5.1 Tipologia dell'edificio

L'edificio si sviluppa con pianta ad L sfalsato su due livelli di quota fondale. Il livello più basso spicca da quota 1.10m e la forma rettangolare ha le dimensioni di metri 19.25x14.30. Il secondo livello di imposta fondazioni parte da quota 4.40m. La forma rettangolare ha dimensioni di metri 13.90x10.15. Il secondo livello del primo rettangolo è alla stessa quota (4.40m) delle fondazioni del secondo rettangolo. Il corpo 2 si compone quindi di 4 impalcati oltre il piano fondale avente solaio poggia sulle travi rovesce. Appartiene a tale corpo il vano scala interno, costituito da soletta nervata e blocchi di alleggerimento. I due livelli fondali posti a quota differente ha imposto la realizzazione di pali di fondazione di altezze diverse. Lo spiccatto più basso poggia su pali di fondazione con $H=15.00m$. Lo spiccatto delle fondazioni più alto poggia su pali da $H=13.00m$. I dislivelli sono uniti strutturalmente da un muro di sostegno in c.a. al quale si attestano le travi rovesce del rettangolo più a monte. Da tale parete spiccano i pilastri per i livelli superiori, inoltre la stessa funge da sostegno al riempimento eseguito a tergo. L'edificio è stato realizzato con struttura a scheletro indipendente con travi e pilastri gettati in opera. I solai sono del tipo in latero cemento con travetti precompressi e getto di completamento in opera. Lo spessore dei solai varia in funzione dei sovraccarichi $H=28+4=32cm$ in presenza di solaio su fondazioni, coperture, mentre i solai intermedi sono di spessore $H=20+4=24cm$. In copertura è presente un traliccio con profilati di acciaio.



fig. 24 piante corpo 2 evidenziate

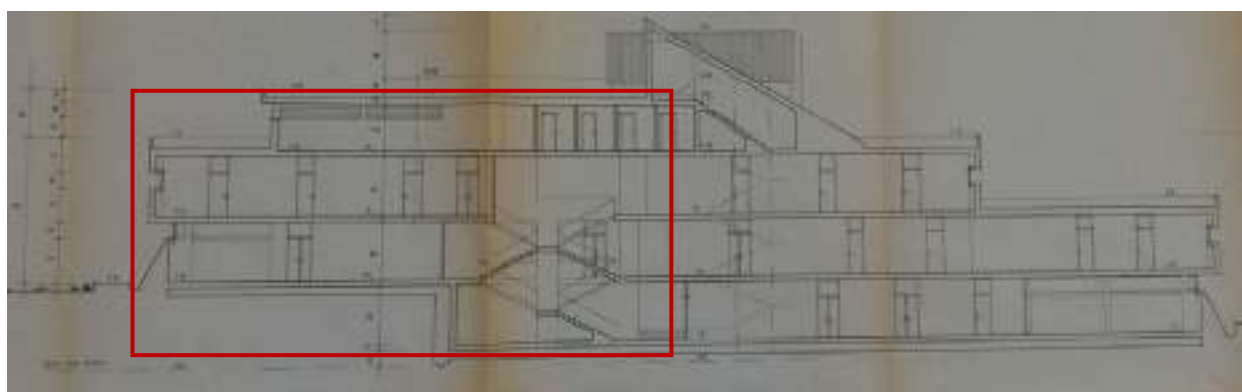


fig. 25 piante corpo 2 evidenziate e sezione longitudinale di interesse

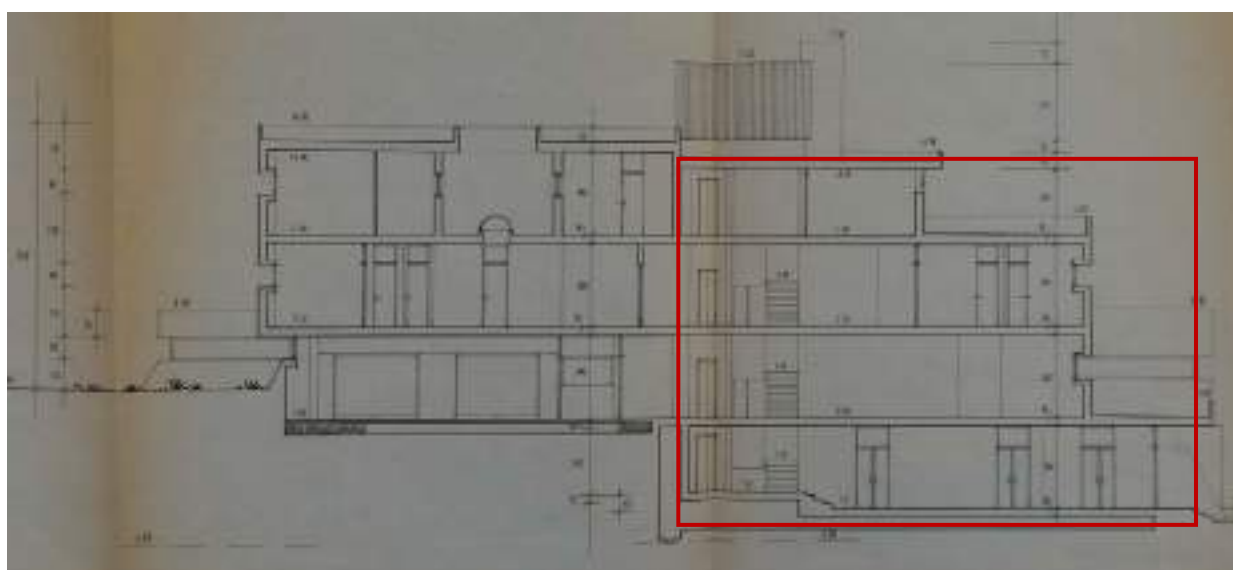


fig. 26 sezione trasversale di interesse

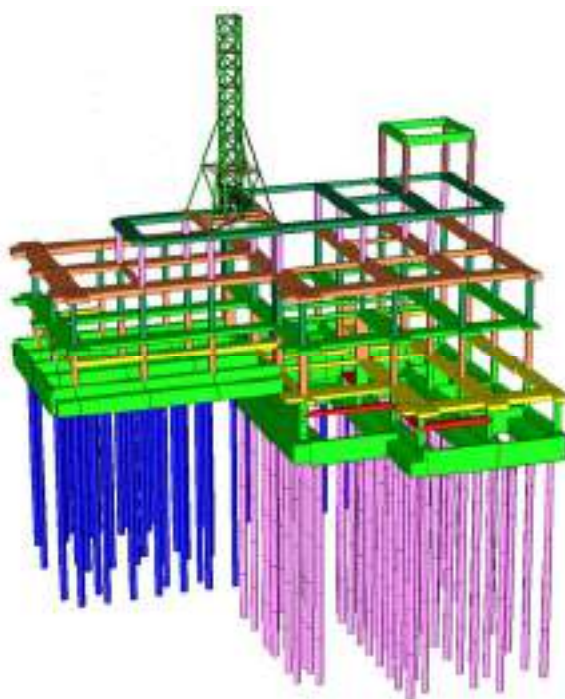


fig. 27 strutture corpo 2

5.2 Identificazione strutturale dell'edificio ed indagini eseguite

Anche in tale caso dai disegni esecutivi e dal rilievo eseguito si è verificata la presenza di giunti strutturali da 3cm. E' stato possibile stralciare l'organismo edilizio di interesse e modellarne la struttura dando vita al corpo 2. Dalla destinazione d'uso attribuita a ciascun piano da progetto, si è potuto associare il corretto carico sulle travi scaturito dall'analisi dei carichi dei solai e dalla tessitura dei solai verificata con analisi termografica.

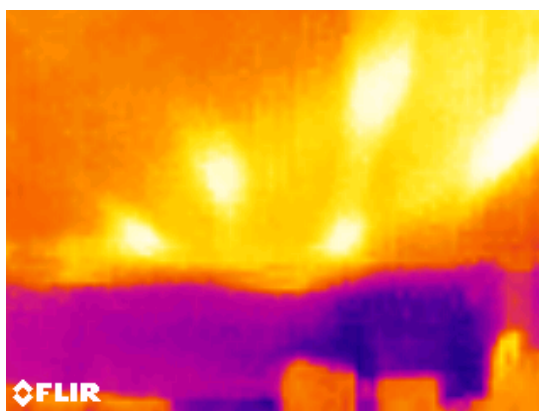


fig. 28 dettaglio tessitura solaio corpo 2

5.3 Strutture di fondazione

La particolare conformazione architettonica sfalsata su due piani delle fondazioni, ha imposto 2 lunghezze di pali una di $H=15.00\text{m}$ sotto le fondazioni a quota più bassa e l'altra di $H=13.00\text{m}$ sotto le fondazioni a quota più alta. I parametri geologici sono acquisiti dalla relazione in allegato e lo schema geotecnico è riportato in fig. 15.

Dalla conoscenza delle caratteristiche geologiche del terreno, si è potuto determinare la capacità portante dei pali a breve termine e lungo termine.

Palo da 13m

Condizione a breve termine

lunghezza palo $L=H=13\text{m}$

diametro $D=40\text{ cm}$

$\gamma=1898\text{ kg/m}^3$

$C_u=1.41\text{ kg/cm}^2$

$Q_{ult.}=Q_b + Q_{lat} - W$

resistenza caratteristica di base

$Q_b = A_b \cdot (N_c \cdot C_u + N_q \cdot \sigma_{vi}) = 19047\text{ kg}$

dove

$N_c=9$

$N_q=1$

$\sigma_{vi} = \gamma \cdot L$

essendo 2 le verticali indagate è possibile adottare il fattore di correlazione $\xi_4=1.55$ (tab. 6.4.IV)

resistenza di progetto di base

$R_{bd}^{base} = Q_b / \xi_4 = 12288\text{ kg}$

resistenza caratteristica laterale

$Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 80619\text{ kg}$

dove

$s = \alpha \cdot C_u$

$\alpha = 0.35$ per pali trivellati

resistenza di progetto laterale

$R_{bd}^{lat} = Q_{lat} / \xi_4 = 52012\text{ kg}$

resistenza di progetto di base + laterale

$R_d = (R_{bd}^{base} / \gamma_b) + (R_{bd}^{lat} / \gamma_s) = (12288/1.35) + (52012/1.15) = 54330\text{ kg}$

con

$\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35$ coeff. di sicurezza di base

$\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15$ coeff. di sicurezza laterale

$W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4084\text{ kg}$ peso proprio palo

$W' = W \cdot \gamma_{G1} = 5309\text{ kg}$

con $\gamma_{G1}=1.3$ coeff. parziale peso proprio

verifica geotecnica

$V_d < R_d - W'$

per ogni palo da 13m deve essere

$V_d < 49021\text{ kg}$

dove

V_d sollecitazione di calcolo

R_d resistenza di progetto di base + laterale

W' peso palo amplificato

Palo da 13m**Condizione a lungo termine***resistenza caratteristica di base*

$$Q_b = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot p = 3100 \text{ kg}$$

dove

$$p = N_q \cdot \sigma'_{vl};$$

$$N_q = 10$$

$$\sigma'_{vl} = \gamma \cdot H$$

resistenza di progetto di base

$$R_{bd}^{base} = Q_b / \xi_4 = 2000 \text{ kg}$$

resistenza caratteristica laterale

$$Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 104082 \text{ kg}$$

dove

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vl} = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi \cdot (\gamma \cdot H) = 0.637 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = (1 - \sin \phi) = 0.609$$

$$\mu = \tan \phi = 0.424$$

$$\phi = 23^\circ$$

resistenza di progetto laterale

$$R_{bd}^{lat} = Q_{lat} / \xi_4 = 67149 \text{ kg}$$

resistenza di progetto di base + laterale

$$R_d = (R_{bd}^{base} / \gamma_b) + (R_{bd}^{lat} / \gamma_s) = (2000 / 1.35) + (67149 / 1.15) = 91987 \text{ kg}$$

con

$$\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35 \text{ coeff. di sicurezza di base}$$

$$\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15 \text{ coeff. di sicurezza laterale}$$

$$W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4084 \text{ kg peso proprio palo}$$

$$W' = W \cdot \gamma_{G1} = 5309 \text{ kg}$$

con $\gamma_{G1} = 1.3$ coeff. parziale peso proprio**verifica geotecnica**

$$V_d < R_d - W'$$

per ogni palo da 13m deve essere

$$V_d < 86678 \text{ kg}$$

dove

 V_d sollecitazione di calcolo R_d resistenza di progetto di base + laterale W' peso palo amplificato

Palo da 15m**Condizione a breve termine**lunghezza palo $L=H=15\text{m}$ diametro $D=40\text{ cm}$ $\gamma=1898\text{ kg/m}^3$ $C_u=1.41\text{ kg/cm}^2$ $Q_{ult.}=Q_b + Q_{lat} - W$ *resistenza caratteristica di base* $Q_b = A_b \cdot (N_c \cdot C_u + N_q \cdot \sigma_{vi}) = 19524\text{ kg}$

dove

 $N_c=9$ $N_q=1$ $\sigma_{vi} = \gamma \cdot L$ essendo 2 le verticali indagate è possibile adottare il fattore di correlazione $\xi_4=1.55$ (tab. 6.4.IV)*resistenza di progetto di base* $R_{bd}^{base} = Q_b / \xi_4 = 12596\text{ kg}$ *resistenza caratteristica laterale* $Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 93022\text{ kg}$

dove

 $s = \alpha \cdot C_u$ $\alpha = 0.35$ per pali trivellati*resistenza di progetto laterale* $R_{bd}^{lat} = Q_{lat} / \xi_4 = 60014\text{ kg}$ *resistenza di progetto di base + laterale* $R_d = (R_{bd}^{base} / \gamma_b) + (R_{bd}^{lat} / \gamma_s) = (12596/1.35) + (60014/1.15) = 61516\text{ kg}$

con

 $\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35$ coeff. di sicurezza di base $\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15$ coeff. di sicurezza laterale $W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4712\text{ kg}$ peso proprio palo $W' = W \cdot \gamma_{G1} = 6126\text{ kg}$ con $\gamma_{G1}=1.3$ coeff. parziale peso proprio**verifica geotecnica** $V_d < R_d - W'$

per ogni palo da 15m deve essere

 $V_d < 56804\text{ kg}$

dove

 V_d sollecitazione di calcolo R_d resistenza di progetto di base + laterale W' peso palo amplificato

Palo da 15m

Condizione a lungo termine

resistenza caratteristica di base

$$Q_b = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot p = 35776 \text{ kg}$$

dove

$$p = N_q \cdot \sigma'_{vl};$$

$$N_q = 10$$

$$\sigma'_{vl} = \gamma \cdot H$$

resistenza di progetto di base

$$R_{bd \text{ base}} = Q_b / \xi_4 = 23081 \text{ kg}$$

resistenza caratteristica laterale

$$Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 138787 \text{ kg}$$

dove

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vl} = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi \cdot (\gamma \cdot H) = 0.736 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = (1 - \sin \phi) = 0.609$$

$$\mu = \tan \phi = 0.424$$

$$\phi = 23^\circ$$

resistenza di progetto laterale

$$R_{bd \text{ lat}} = Q_{lat} / \xi_4 = 89540 \text{ kg}$$

resistenza di progetto di base + laterale

$$R_d = (R_{bd \text{ base}} / \gamma_b) + (R_{bd \text{ lat}} / \gamma_s) = (23081 / 1.35) + (89540 / 1.15) = 94958 \text{ kg}$$

con

$$\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35 \text{ coeff. di sicurezza di base}$$

$$\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15 \text{ coeff. di sicurezza laterale}$$

$$W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4712 \text{ kg peso proprio palo}$$

$$W' = W \cdot \gamma_{G1} = 6126 \text{ kg}$$

con $\gamma_{G1} = 1.3$ coeff. parziale peso proprio

verifica geotecnica

$$V_d < R_d - W'$$

per ogni palo da 13m deve essere

$$V_d < 88832 \text{ kg}$$

dove

V_d sollecitazione di calcolo

R_d resistenza di progetto di base + laterale

W' peso palo amplificato

La verifica geotecnica dei pali conduce ai seguenti risultati delle sollecitazioni di calcolo V_d :

condizioni di analisi	statica	dinamica T_R 949 anni	dinamica T_R 30 anni
	35870 kg	29504 kg	27990 kg

Anche in tale caso ai fini delle verifiche geotecniche dei pali di fondazione e quindi dell'interazione fondazione sovrastruttura, è stato adottato il medesimo modello meccanico dei pali da 13m e 15m esaminato ai paragrafi precedenti del corpo 1 a cui si rimanda.

5.4 Strutture di elevazione

Le strutture portanti verticali sono realizzate in conglomerato cementizio armato; anche per tale corpo 2 la loro posizione e dimensione è stata verificata a seguito di una numerosa serie di saggi. Le dimensioni di tutti i pilastri sono risultati di sezione analoga a quella riportata nella tabella pilastri di progetto a meno dei pilastri della scala n. 35 e 35s corpo 2 la cui dimensione è pari a centimetri 30 x 80.

Anche per il corpo 2, al fine di determinazione le caratteristiche meccaniche dei materiali ed in particolar modo del conglomerato cementizio e dell'acciaio si sono eseguite delle indagini distruttive mediante carotaggi con conseguente estrazione di campioni su cui sono state eseguite prove di compressione come riportato nell'allegato rapporto di prova VA04/18 della ditta Tecnoprove s.n.c.

Per il rilievo delle armature presenti nei pilastri si sono eseguite indagini pacometriche che hanno permesso di verificare la presenza delle barre di armatura longitudinali e trasversali conforme a quanto riportato in tabella pilastri. Le barre di armatura sono state prelevate tagliando con flessibile le barre. Anche per il corpo 2 valgono le osservazioni avanzate per i pilastri del corpo 1: barre di armatura longitudinale in corrispondenza degli spigoli di ogni pilastro e al centro dei lati dove richiesto, mentre la staffatura è con passo pressoché costante di circa 20 centimetri senza alcun infittimento in corrispondenza dei nodi trave-pilastro.

fig.28 tabella pilastri di progetto corpo 2



fig. 29 indagini pacometriche e carotaggi pilastri e parete piano primo e piano terra corpo 2



fig. 30 indagini prelevamento barre di armatura e carotaggi piano secondo

Per l'ubicazione dei prelievi si vedano le figure da 21 a 24 riportate nella descrizione del corpo 1.

5.5 Strutture orizzontali

Per la conoscenza di tali strutture si è proceduto al solo rilievo visivo con l'ausilio della termografia. Le indagini hanno confermato il progetto esecutivo. Gli impalcati sono realizzati in latero cemento con travetti in c.a.p. e getto di completamento in opera, l'interposto laterizio ha funzione di alleggerimento.

piano	Analisi dei carichi solai			quota m	H altezza solaio cm
	p.p.+perm. kg/m ²	variabili kg/m ²	totali kg/m ²		
piano copertura	580	100	680	17.20; 4.30 14.40;13.70	32
solaio intermedio piano coperto	580	250	830	11.00	24
solaio terrazzo	580	200	700	11.00	32
solaio intermedio coperto	580	250	830	7.70	24
solaio scoperto terrazzo	580	200	780	7.70	32
solaio scoperto terrazzo	580	200	780	4.40	32
solaio intermedio zona uffici	580	350	930	4.40	24
solaio intermedio zona mensa	580	350	930	4.40	32
solaio intermedio zona travetti binati	580	1000	1580	4.40	24
solaio intermedio su fondazioni	580	500	1080	1.10	32
solaio intermedio archivio e armeria	580	1000	1580	1.10	32
solaio copertura sala macchine ascensore	475	100	575	17.20	32
Scale	700	500			
Analisi dei carichi chiusure verticali					
Tramezzi in forati da 8cm compreso intonaco	140 kg/m ²				
CVE costituita da poroton, avvolgibili, cassonetti, davanzali, veletta	1000 kg/m				
CVE obliqua, mattoni semipieni, tavelloni, infissi, veletta	1200 kg/m				

I dati sopra riportati sono stati evinti dalle schede dei carichi solai associati alla relazione di calcolo esecutiva.

5.6 Livello di conoscenza acquisito e parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica

Anche per tale corpo 2 valgono le identiche considerazioni svolte al § 4.6. Di conseguenza il Fattore di Confidenza assunto nella valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio è pari a $FC=1,35$.

In tale caso si è potuta applicare l'analisi dinamica lineare. Si è investigata altresì l'interazione tra la fondazione con pali e la struttura in elevazione.

I principali parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica, eseguita con il programma di calcolo Mastersap sviluppato da AMV srl sono i seguenti:

	α_u / α_1	α_u / α_1	media	$q_0 = 3 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	K_w	K_R	$q = q_0 K_w \cdot K_R$
Corpo 2	1.3	1	1.15	3.45	1	0.8	2.76

latitudine (WGS84) = 40.66945

longitudine (WGS84) = 16.59636

Vita nominale costruzione 50 anni

Classe d'uso costruzione IV

Vita di riferimento 100 anni

Spettro di risposta Stato limite ultimo
slv

Probabilita' di superamento periodo di riferimento 10

Tempo di ritorno del sisma 949 anni

Localita' Matera - (MT)

ag/g 0.1762

F0 2.54

Tc* 0.35

Categoria del suolo C

Fattore topografico 1.2

Coefficiente di smorzamento 5%

Eccentricita' accidentale 5%

Numero di frequenze 12

Fattore q di struttura per sisma orizzontale $q_0 = 2.76$ [$q_{0X} = 3.45$ $q_{0Y} = 3.45$ $k_w = 1$ $K_R = 0.8$]

Duttilita' Bassa Duttilita'

Angolo del sisma nel piano orizzontale 0

Sisma verticale Assente

Combinazione dei modi CQC

Combinazione componenti azioni sismiche NTC - Eurocodice 8

λ 0.3

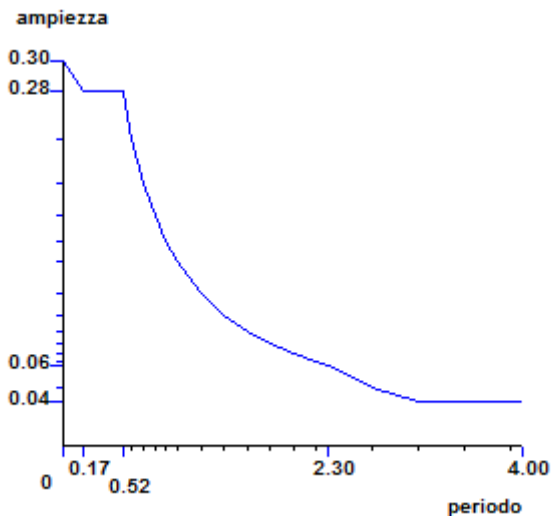
μ 0.3

Fattore di importanza γ_i 1 applicato

Spettri orizzontali:

Num. Periodo A.slu X

1	0.000	0.3027
2	0.173	0.2785
3	0.520	0.2785
4	0.600	0.2412
5	0.700	0.2068
6	0.800	0.1809
7	0.900	0.1608
8	1.000	0.1447
9	1.200	0.1206
10	1.400	0.1034
11	1.600	0.0905
12	1.800	0.0804
13	2.000	0.0724
14	2.200	0.0658
15	2.305	0.0628
16	2.700	0.0458
17	3.100	0.0352
18	3.500	0.0352
19	3.900	0.0352
20	4.000	0.0352



Dai risultati delle prove di laboratorio si sono assunti i seguenti parametri meccanici di resistenza:

pali di fondazione

Rcm 170 kg/cm²
f_{ym} 3696 kg/cm²
Fc 1.35

travi di fondazione

Rcm 244 kg/cm²
f_{ym} 3800 kg/cm²
Fc 1.35

pilastrì

piano 1:

Rcm 219 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 2:

Rcm 187 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 3:

R_{cm} 238 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

piano 4:

R_{cm} 176 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

travi

piano 1:

R_{cm} 219 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

piano 2:

R_{cm} 187 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

piano 3:

R_{cm} 238 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

piano 4:

R_{cm} 176 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

pareti in c.a.

R_{cm} 219 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

Le verifiche sono state condotte agli SLU assumendo per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / \gamma_c$$

dove

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{cm} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85 per edifici nuovi.

Anche per il corpo 2 valgono le osservazioni eseguite al § 4.6 per cui si opta adottare il valore di $\alpha_{cc} = 1$.
La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{ym} / \gamma_s$$

dove:

$\gamma_s = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{ym} per armatura ordinaria è la tensione media di snervamento dell'acciaio ottenuta dalle prove.

5.7 Carichi e combinazione dei carichi

L'analisi statica è l'analisi dinamica lineare sono state condotte combinando le condizioni di carico:

condizione di carico 1	condizione di carico 2	condizione di carico 3	condizione di carico 4	condizione di carico 5	condizione di carico 6	condizione di carico 7
peso proprio	variabili categoria C ₁ ; C ₂ ; C ₃	variabili categoria E ₁	variabili categoria B ₂	variabili categoria A	Variabili copertura categoria H	spinta sismica terreno
permanenti						
spinta statica terreno carico ascensore su soletta						

L'azione variabile vento è stata applicata come distribuzione di forze applicate ai nodi della struttura.
Anche le forze inerziali orizzontali e verticali indotte dal muro-terreno, sono state applicate ai nodi degli elementi di interesse.

Sono state applicate le seguenti combinazioni di carico ruotando l'azione dominante:

dinamica:

$$E + G_1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \psi_{24} \cdot Q_{k4} + \psi_{25} \cdot Q_{k5}$$

G_1 = condizione 1 + spinte e forze inerziali

$$\psi_{21} = \psi_{22} = 0.3$$

Q_{k1} = variab. cat. A

Q_{k2} = variab. cat. B

$$\psi_{23} = 0.6$$

Q_{k3} = variab. cat. C

$$\psi_{24} = 0.8$$

Q_{k4} = variab. cat. E

$$\psi_{25} = 0$$

Q_{k5} = variab. cat. H

statica pura + spinta terreno statica; azione dominante cat. B:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. B

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. C

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± X); azione dominante cat. B:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. B

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. C

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± Y); azione dominante cat. B:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. B

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. C

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica; azione dominante cat. C:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0$$

G₁= condizione 1

Q_{k1}= variab. cat. C

Q_{k2}= variab. cat. E

Q_{k3}= variab. cat. B

Q_{k4}= variab. cat. A

Q_{k5}= variab. cat. H

Q_{k6}= variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± X); azione dominante cat. C:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁= condizione 1

Q_{k1}= variab. cat. C

Q_{k2}= variab. cat. E

Q_{k3}= variab. cat. B

Q_{k4}= variab. cat. A

Q_{k5}= variab. cat. H

Q_{k6}= variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± Y); azione dominante cat. C:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁= condizione 1

Q_{k1}= variab. cat. C

Q_{k2}= variab. cat. E

Q_{k3}= variab. cat. B

Q_{k4}= variab. cat. A

Q_{k5}= variab. cat. H

Q_{k6}= variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica; azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0$$

G₁= condizione 1

Q_{k1}= variab. cat. A

Q_{k2}= variab. cat. E

Q_{k3}= variab. cat. B

Q_{k4}= variab. cat. C

Q_{k5}= variab. cat. H

Q_{k6}= variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± X); azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁= condizione 1

Q_{k1}= variab. cat. A

Q_{k2}= variab. cat. E

Q_{k3}= variab. cat. B

Q_{k4}= variab. cat. C

Q_{k5}= variab. cat. H

Q_{k6}= variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± Y); azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁= condizione 1

Q_{k1}= variab. cat. A

Q_{k2}= variab. cat. E

Q_{k3}= variab. cat. B

Q_{k4}= variab. cat. C

Q_{k5}= variab. cat. H

Q_{k6}= variab. cat. vento

5.8 Individuazione della PGA_D di domanda e della PGA_C di capacità allo SLV e valutazione dell'indicatore di rischio

L'individuazione della PGA_D avviene grazie al contributo della relazione geologica dalla quale si desume categoria suolo C

$S_s=1.431$ coeff. di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.2$ coeff. di amplificazione topografica

$A_g/g = 0.1762$

$PGA_D = A_g/g \cdot S_s \cdot S_T = 0.303$

In termini di capacità il periodo di ritorno minimo è $T_R = 30$ anni

$PGA_C = 0.068$

L'indicatore di rischio per la struttura in esame allo SLV è dunque dato dal seguente rapporto:

$I_{r_{slv}} = 0,068/0,303 = 0,224$

$0.224 \leq I_{r_{slv}} \leq 1$

5.9 Sintesi degli interventi proposti

Dalla verifica del corpo 2 in condizioni statiche emerge che:

- i pali sono tutti verificati;
- i pilastri sono tutti verificati;
- alcune travi non risultano verificate, seppur per valori modesti come rappresentato tramite gli indici di resistenza se si applica la combinazione di carico con vento.
- se si verifica il modello strutturale con la sola combinazione dei carichi pura tutti gli elementi in elevazione sono verificati tranne la trave del vano scala. Per le fondazioni alcune travi di collegamento non soddisfano i requisiti richiesti.

A seguito delle criticità emergenti dall'analisi statica, è consigliabile procedere ad ulteriori valutazioni sulla caratterizzazione dei materiali relativi agli elementi non verificati, con l'obiettivo di ridurre il fattore di confidenza.

- L'intervento proposto consiste nell'eseguire fasciature con materiali compositi FRP o SRM (Steel Reinforced Mortar) con fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza impregnato con matrice inorganica tixotropica a bassissimo contenuto di polimeri petrolchimici da applicarsi direttamente alla struttura da rinforzare a flessione e taglio.

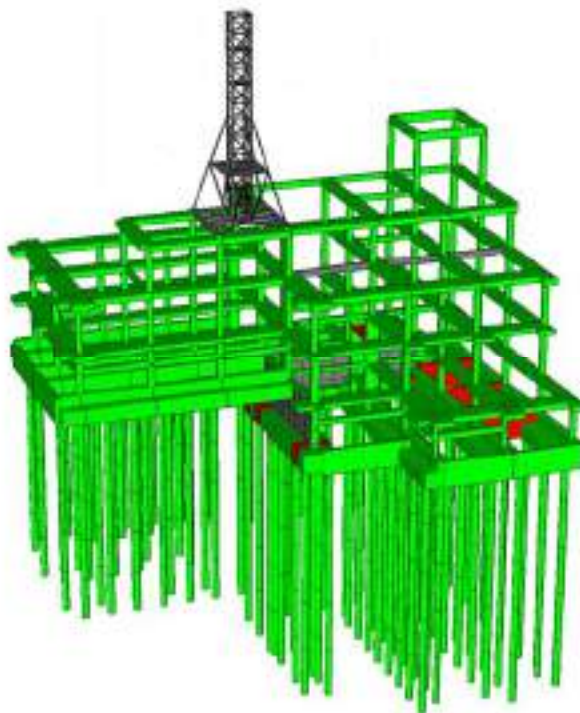
Al fine di aumentare la sicurezza della struttura nei confronti delle azioni sismiche, si propongono di seguito gli interventi finalizzati a tale scopo.

- Inserimento di nuove pareti di taglio che può consentire di limitare i problemi derivanti da irregolarità planimetriche e altimetriche con lo scopo di avvicinare i baricentri delle masse e delle rigidezze, ed aumentare di conseguenza la resistenza all'azione sismica. L'intervento produrrà benefici anche nella limitazione delle deformazioni orizzontali onde evitare fenomeni di martellamento. L'incremento della rigidezza e quindi della modifica del comportamento sismico della struttura produce effetti che devono ovviamente essere adeguatamente verificati.
- placcatura e fasciatura di pilastri e travi mediante l'uso di idonei materiali compositi FRP o SRM finalizzato ad aumentare la resistenza a taglio di pilastri; ad aumentare la resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate; ad aumentare la duttilità nelle

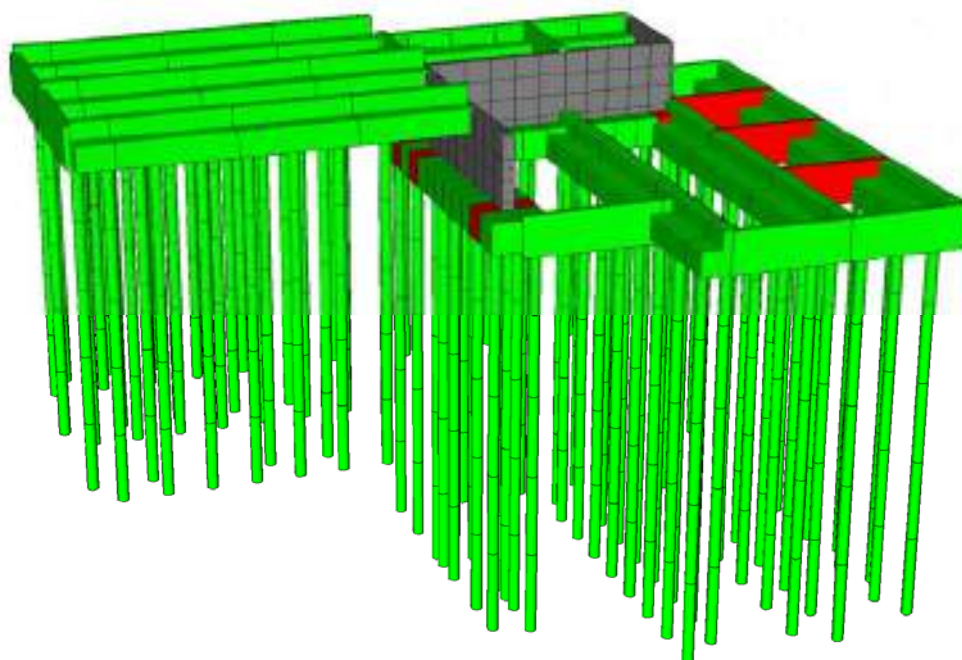
parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro (confinamento).

Tali lavorazioni andranno poi integrate con tutte quelle lavorazioni che interesseranno le opere di finitura e gli impianti per rendere l'edificio fruibile.

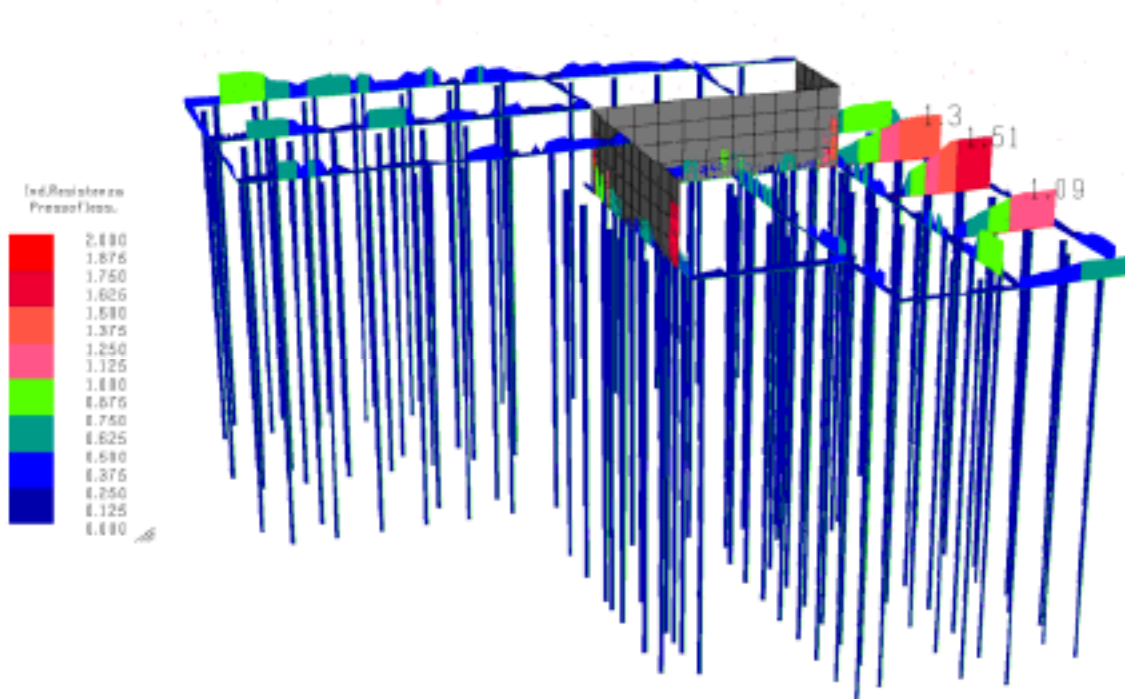
CORPO 2: elementi non verificati per le condizioni statiche slu



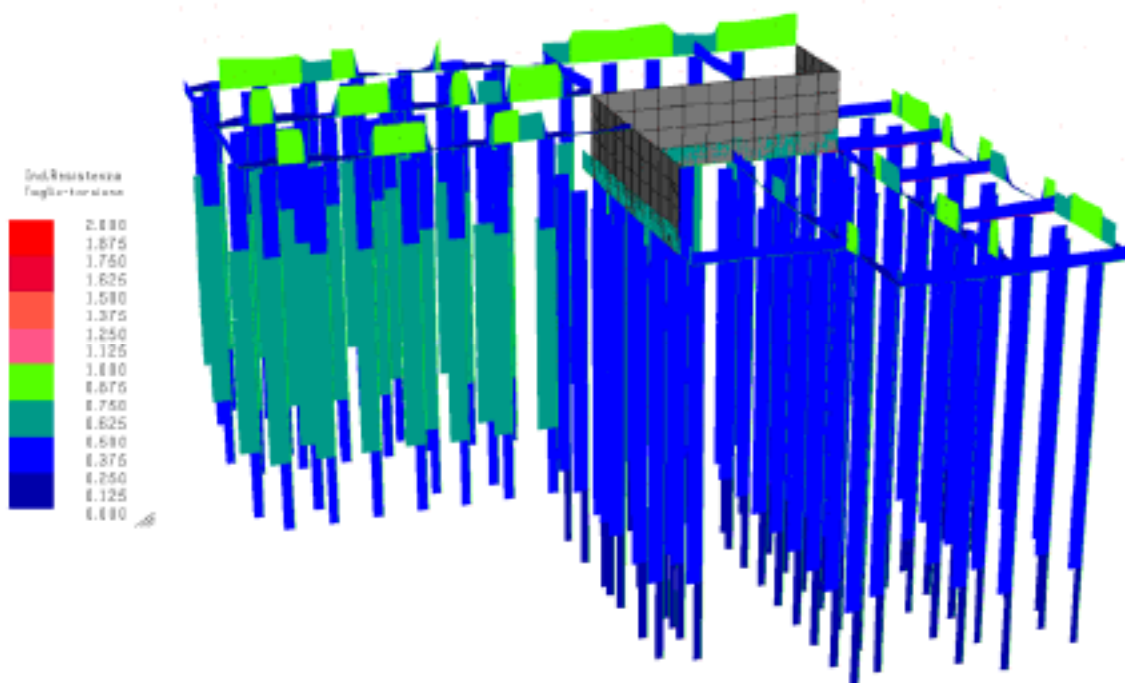
CORPO 2: elementi di dettaglio fondazione non verificati per le condizioni statiche slu



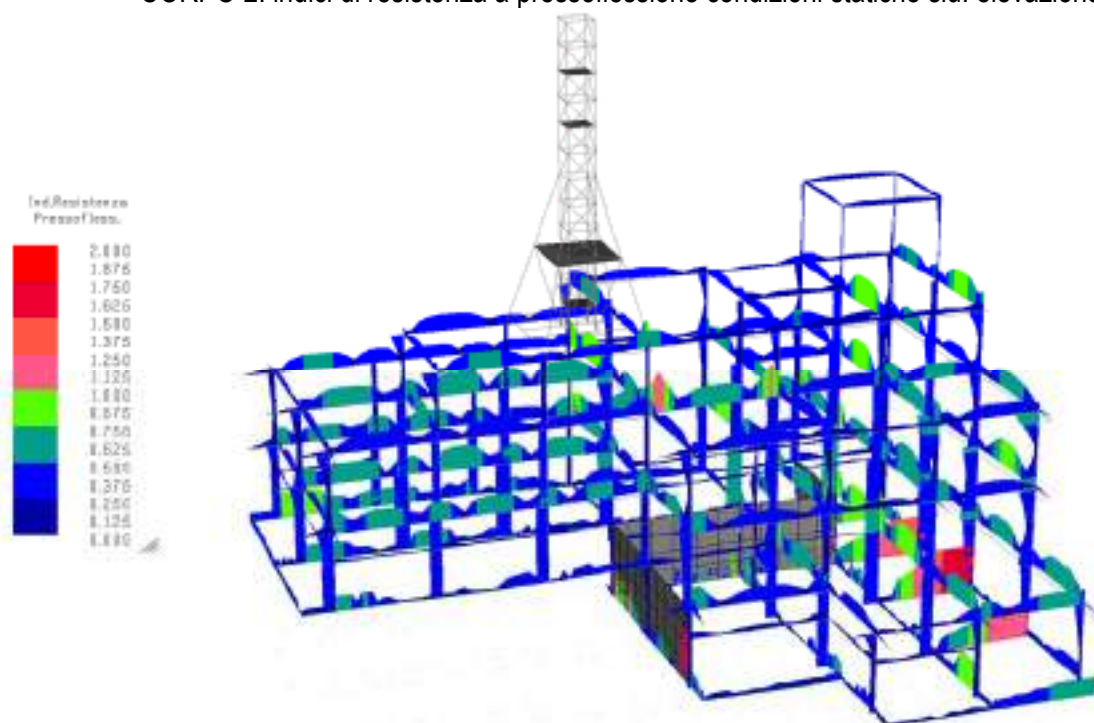
CORPO 2: indici di resistenza a pressoflessione per condizioni statiche sl: fondazione e pali



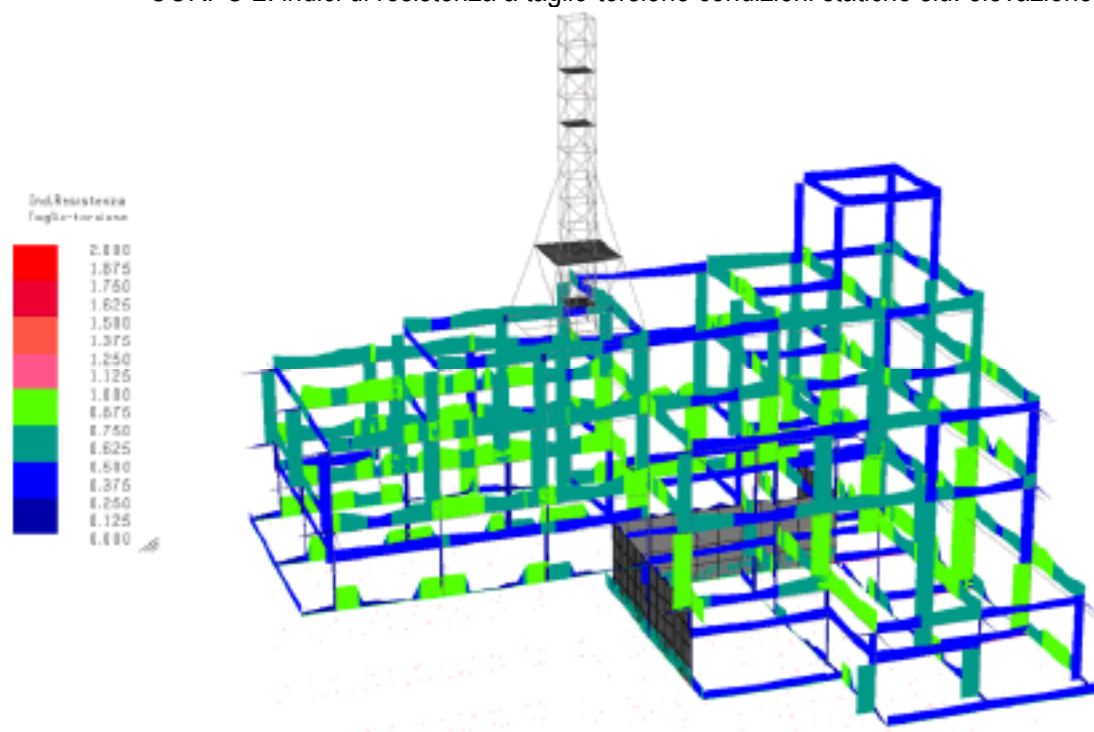
CORPO 2: indici di resistenza a taglio-torsione condizioni statiche sl: fondazione e pali



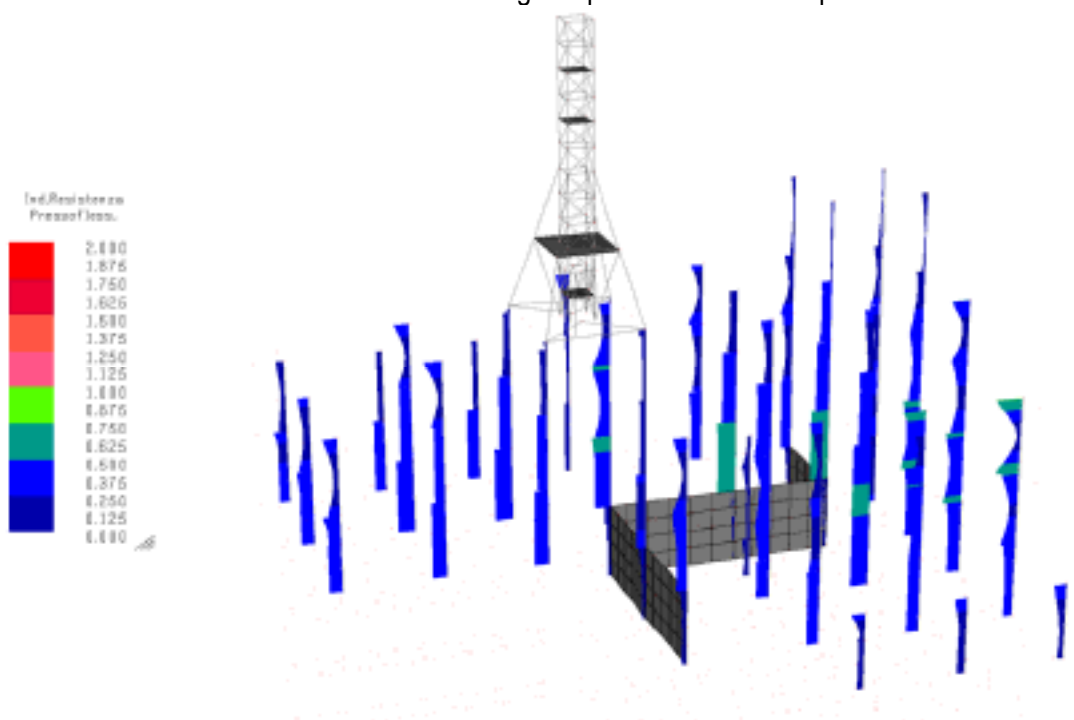
CORPO 2: indici di resistenza a pressoflessione condizioni statiche slu: elevazione



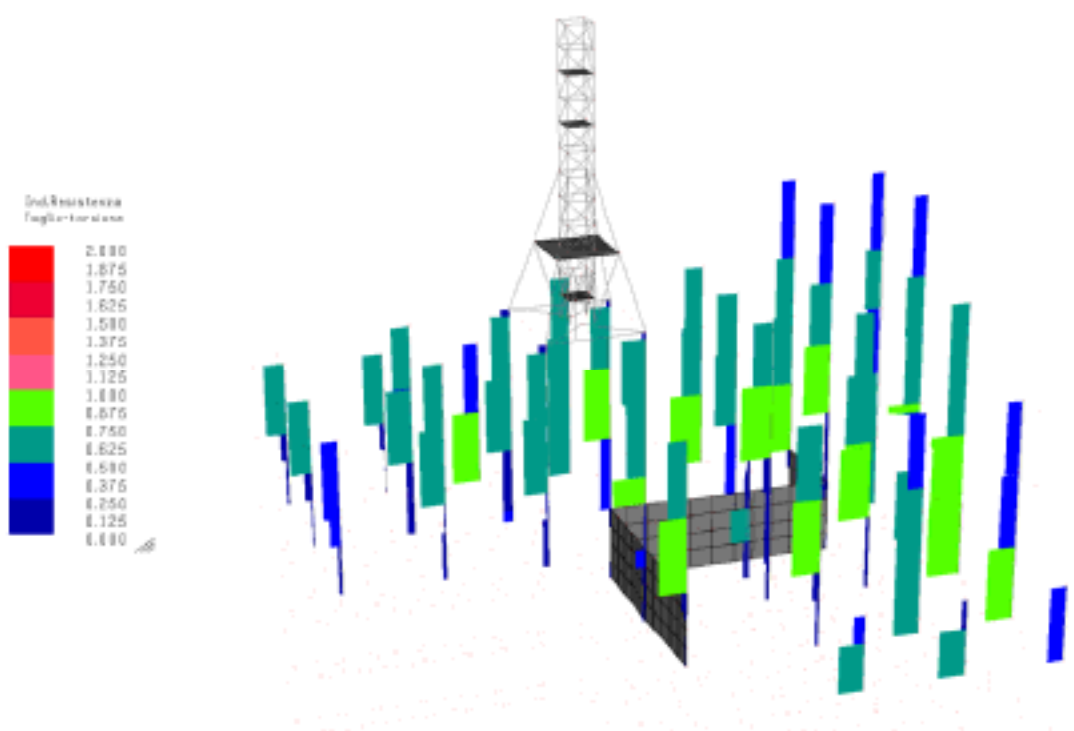
CORPO 2: indici di resistenza a taglio-torsione condizioni statiche slu: elevazione



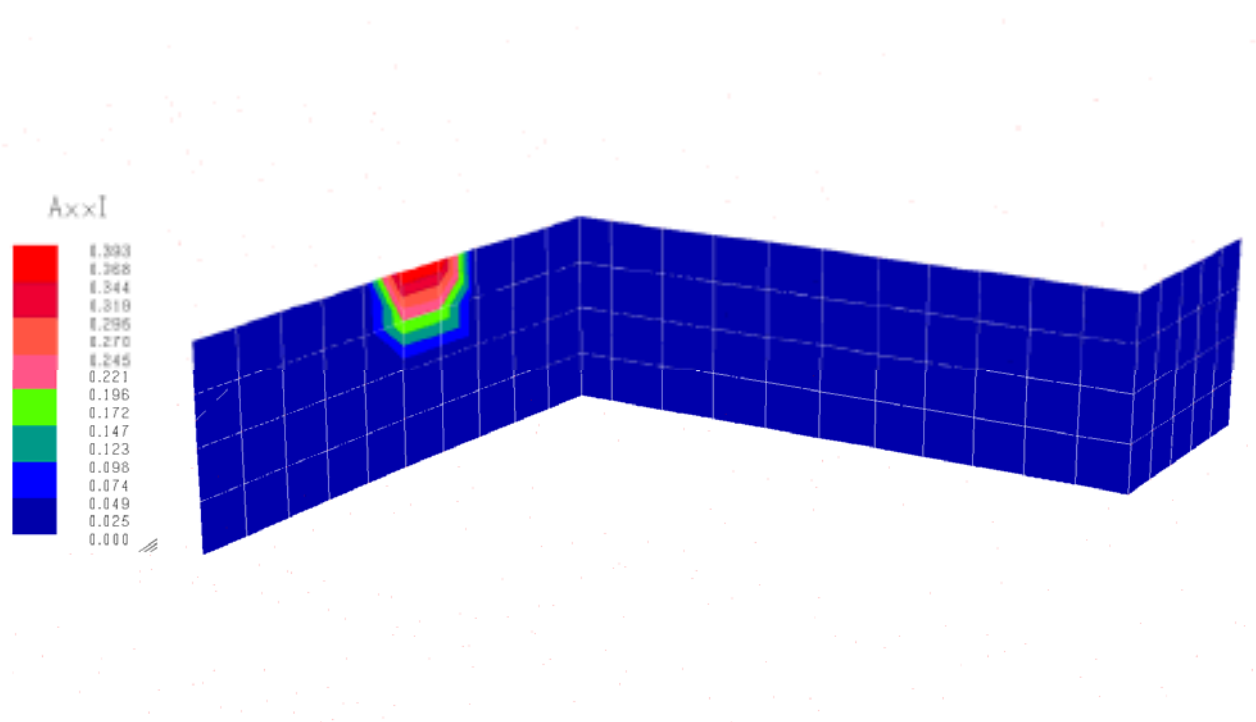
CORPO 2: indici di resistenza di dettaglio a pressoflessione dei pilastri condizioni statiche slu



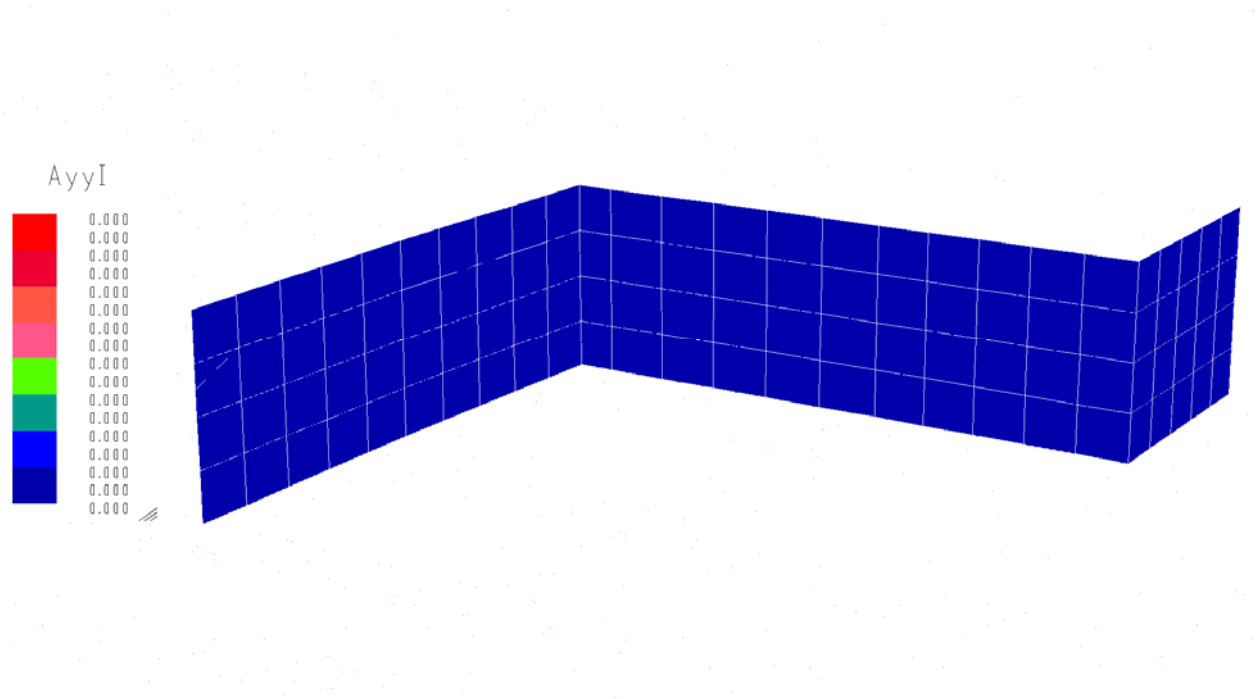
CORPO 2: indici di resistenza di dettaglio a taglio-torsione dei pilastri condizioni statiche slu



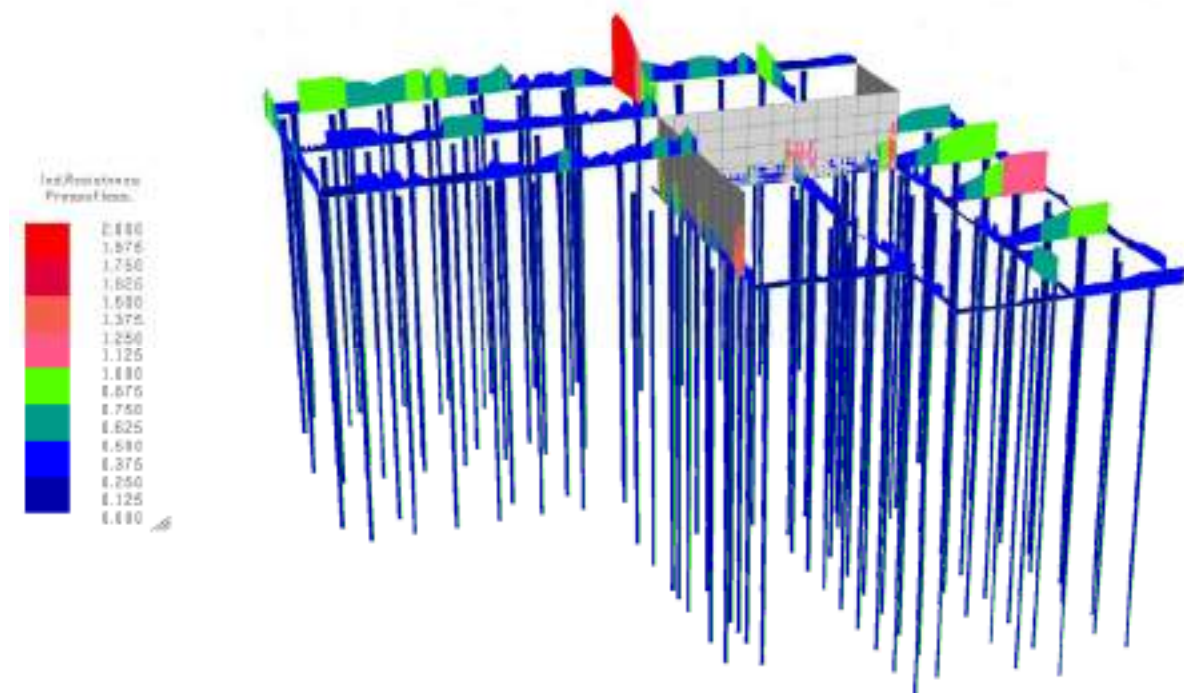
CORPO 2: armatura aggiuntiva orizzontale parete c.a. rispetto alle armature esistenti: condizioni statiche slu



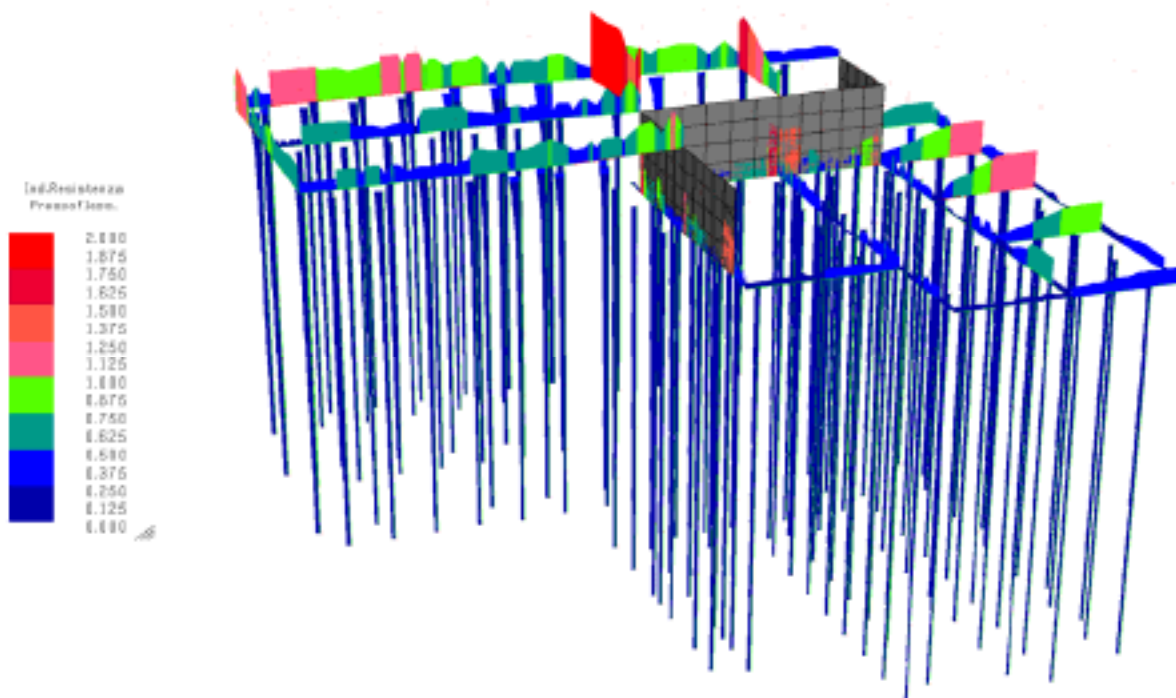
CORPO 2: armatura aggiuntiva verticale parete c.a. rispetto alle armature esistenti: condizioni statiche slu



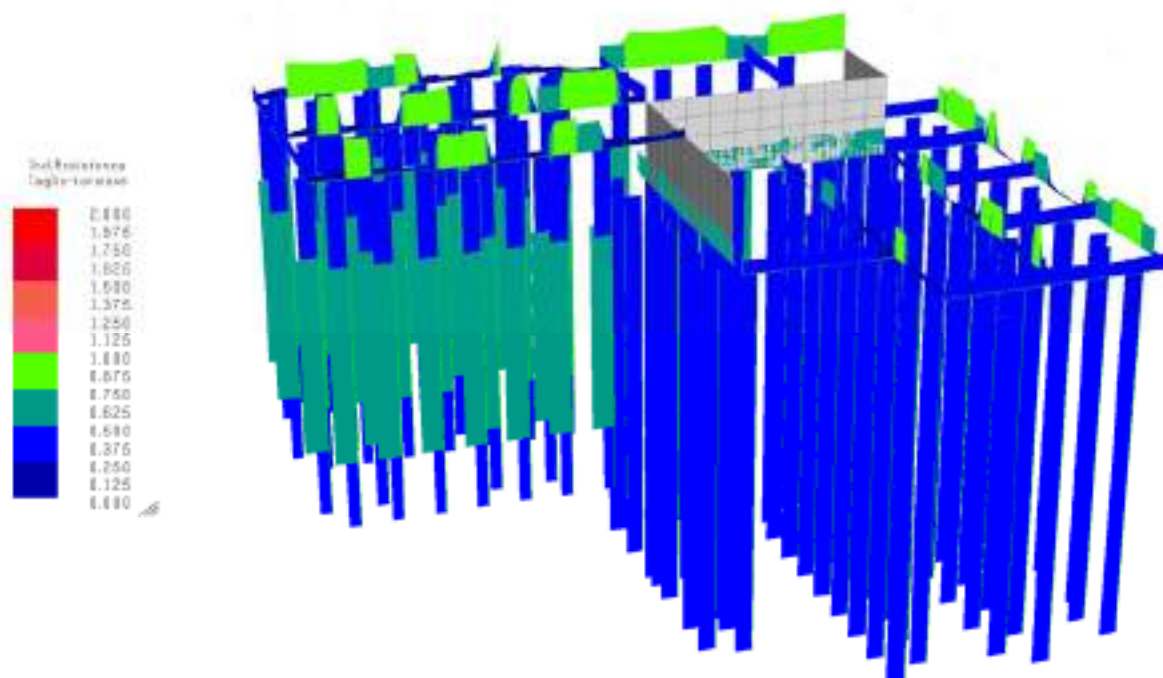
CORPO 2: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



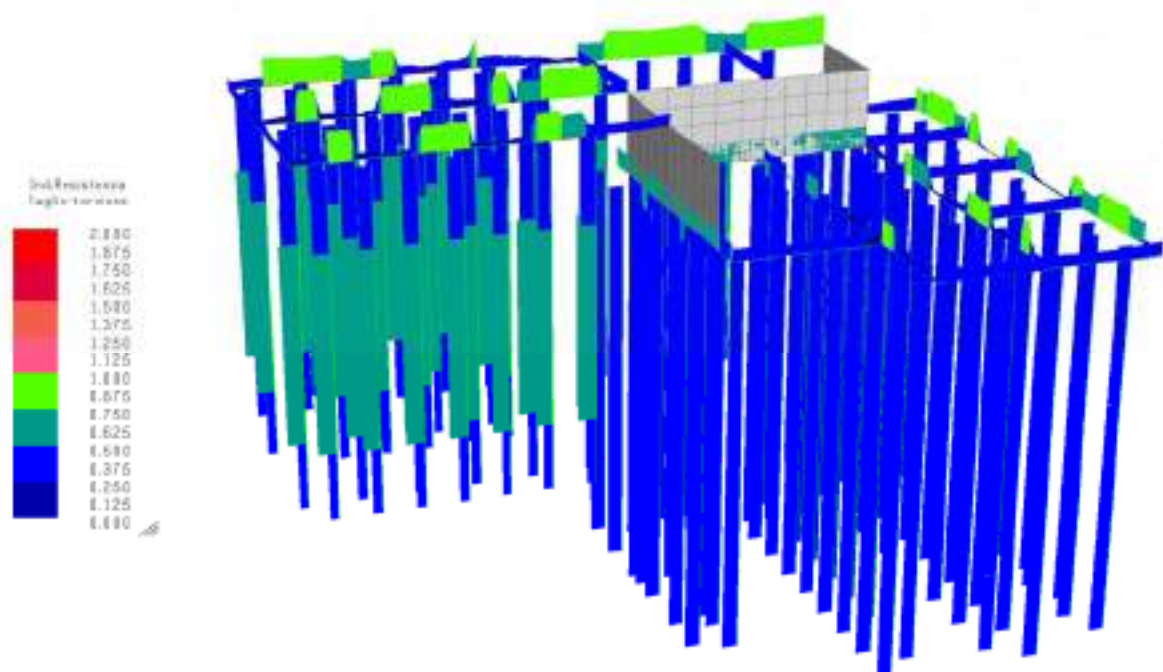
CORPO 2: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



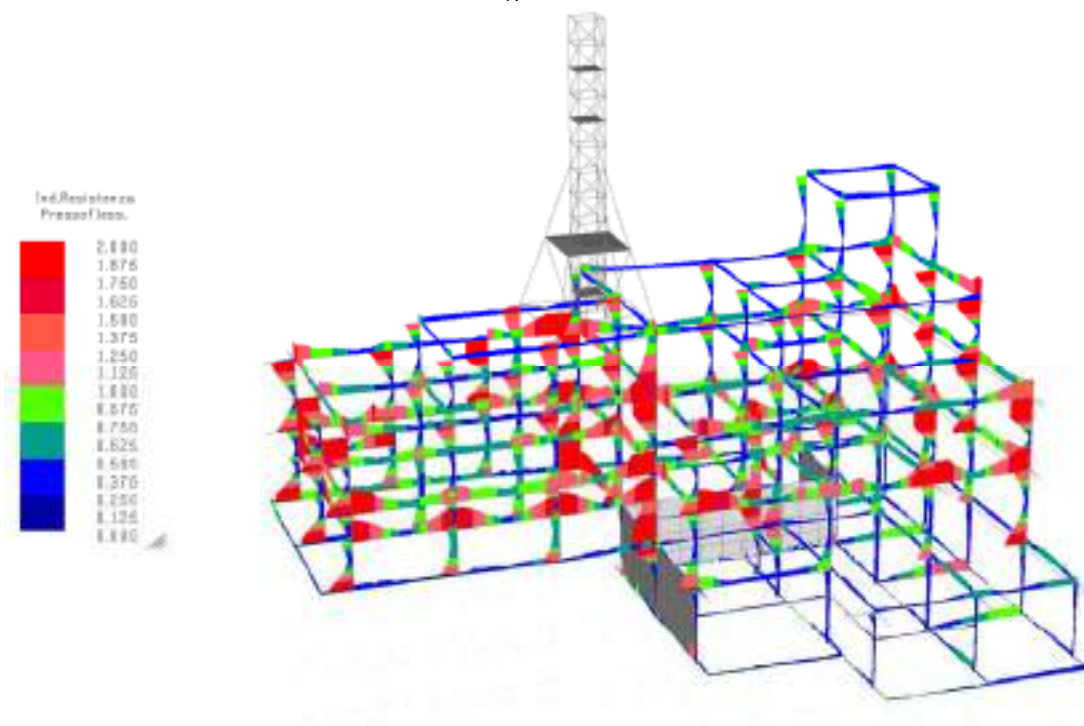
CORPO 2: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



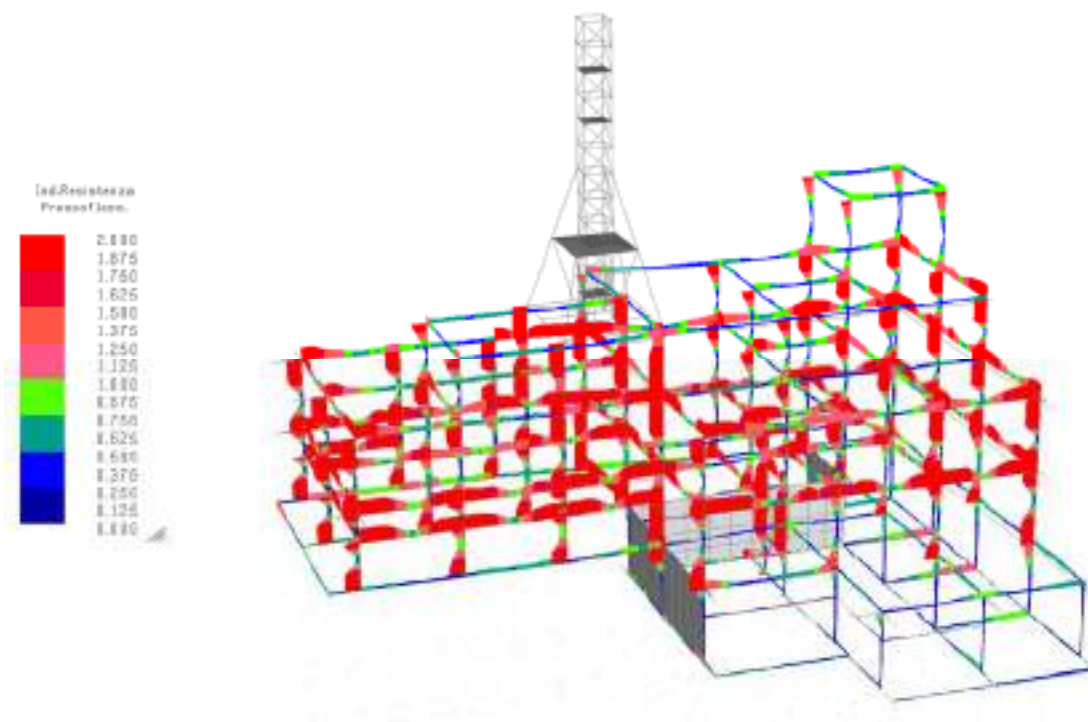
CORPO 2: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



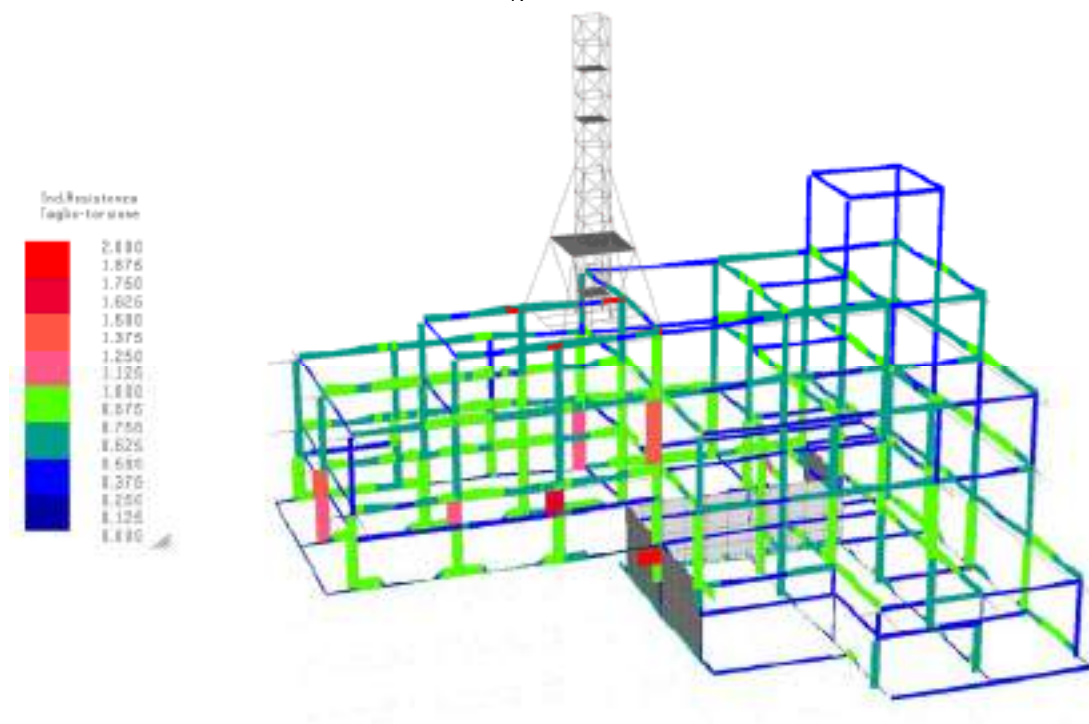
CORPO 2: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



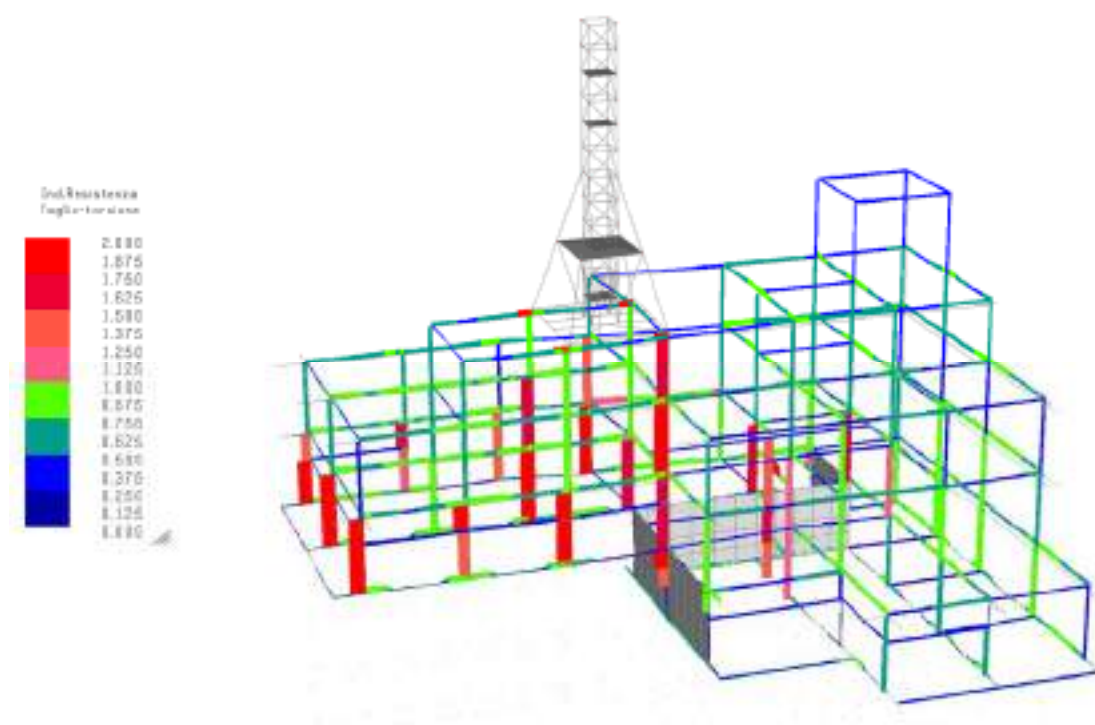
CORPO 2: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



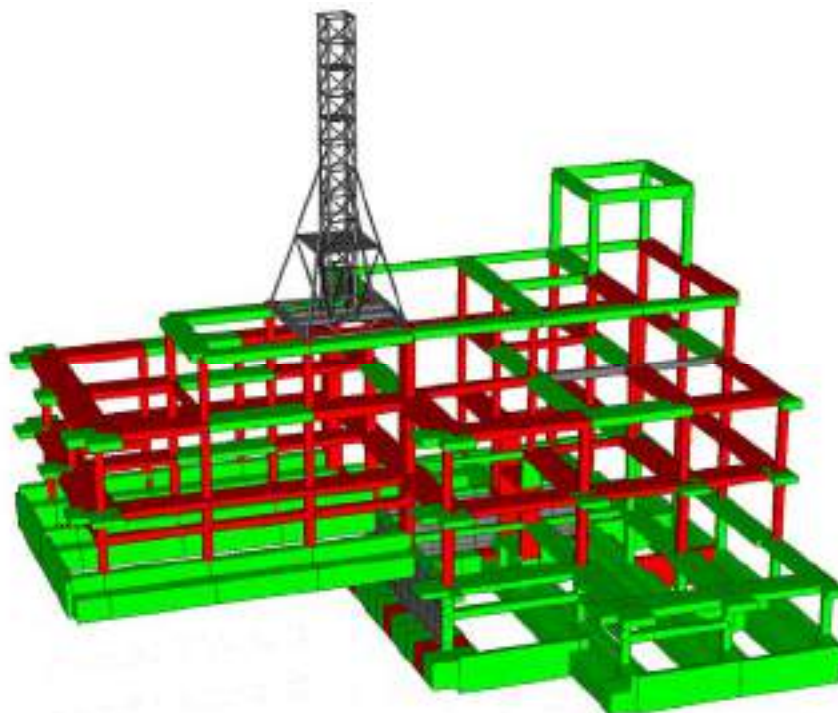
CORPO 2: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



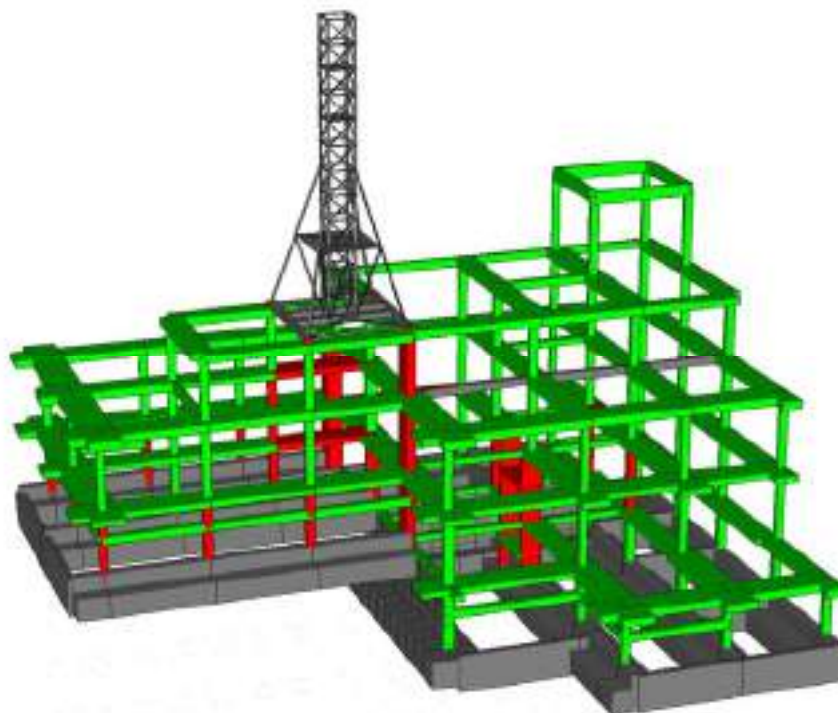
CORPO 2: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



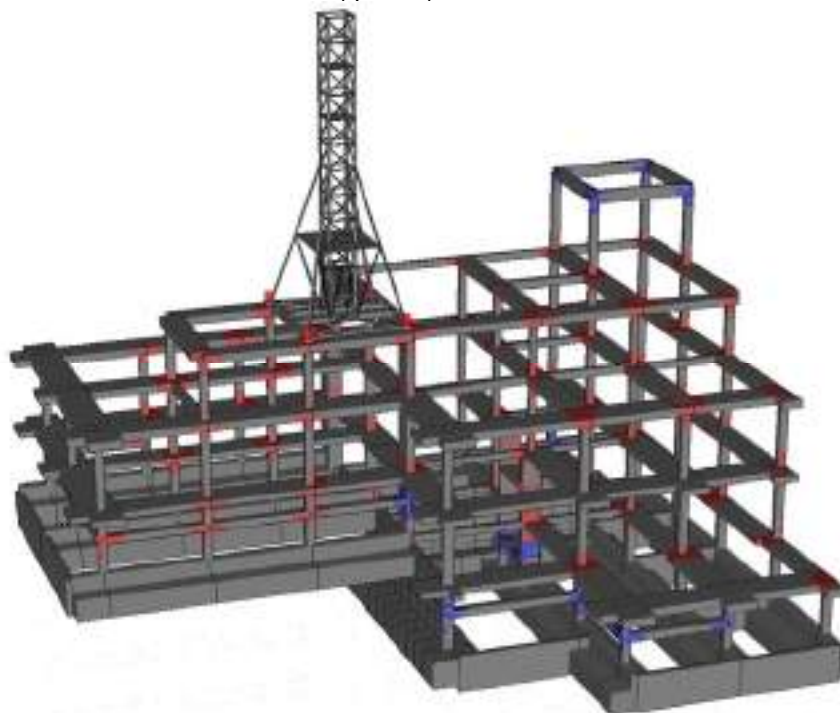
CORPO 2: elementi in rosso non verificati ai meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



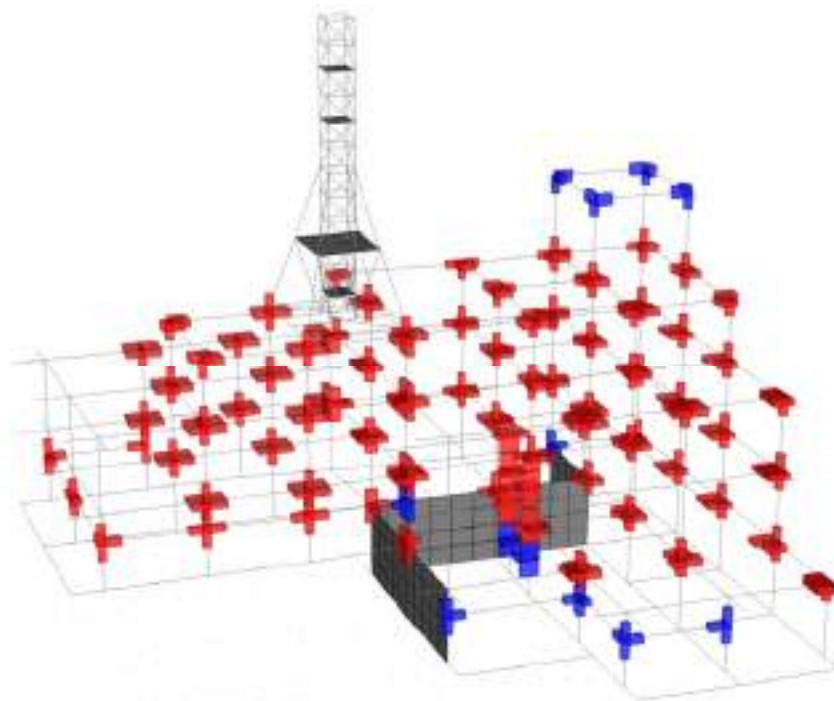
CORPO 2: elementi in rosso non verificati ai meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



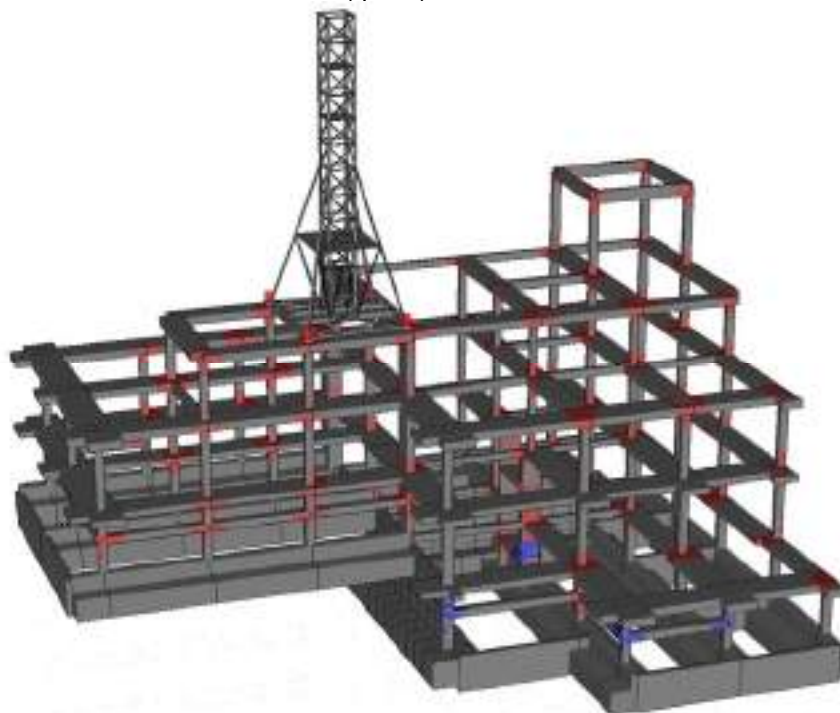
CORPO 2: nodi non verificati in rosso ($q=2.76$) modello tridimensionale T_R 949 anni



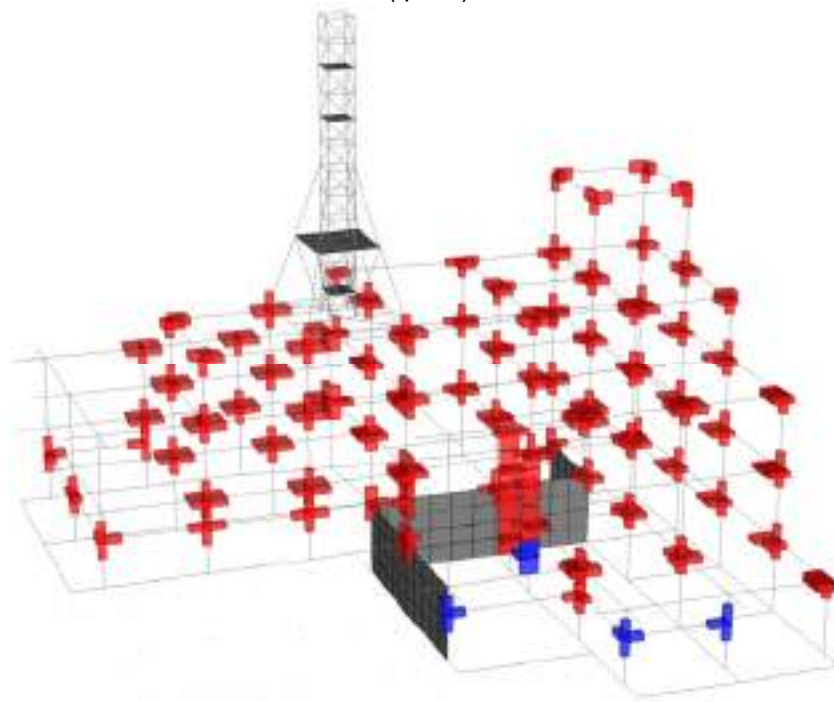
CORPO 2: nodi non verificati in rosso ($q=2.76$) schema unifilare T_R 949 anni



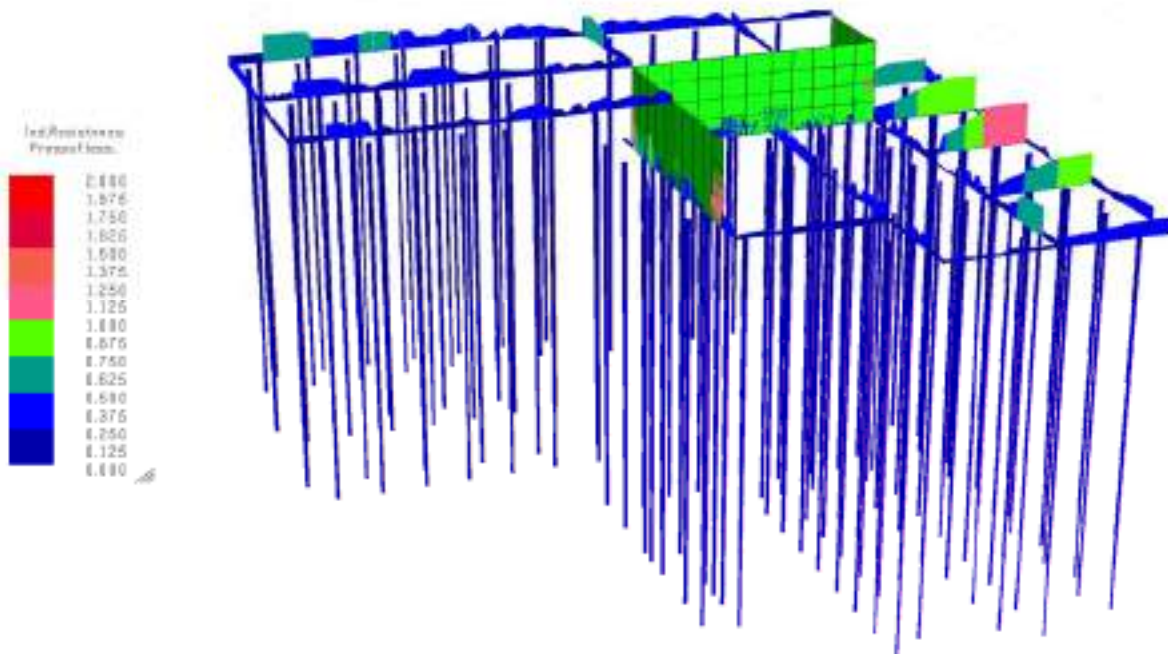
CORPO 2: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) modello tridimensionale T_R 949 anni



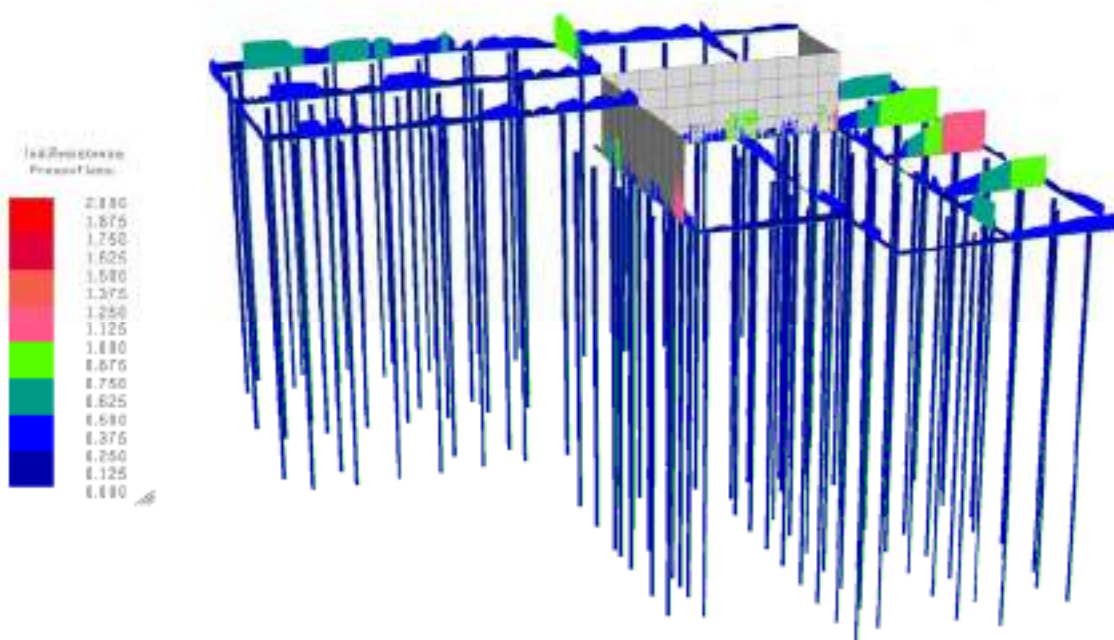
CORPO 2: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) schema unifilare T_R 949 anni



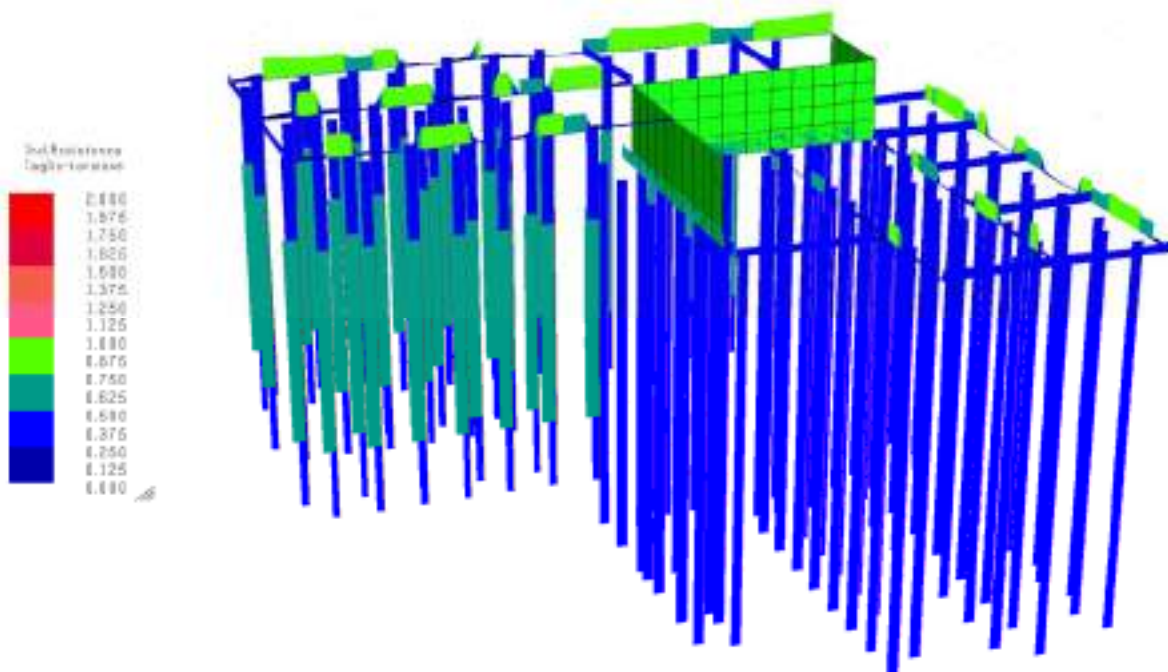
CORPO 2: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



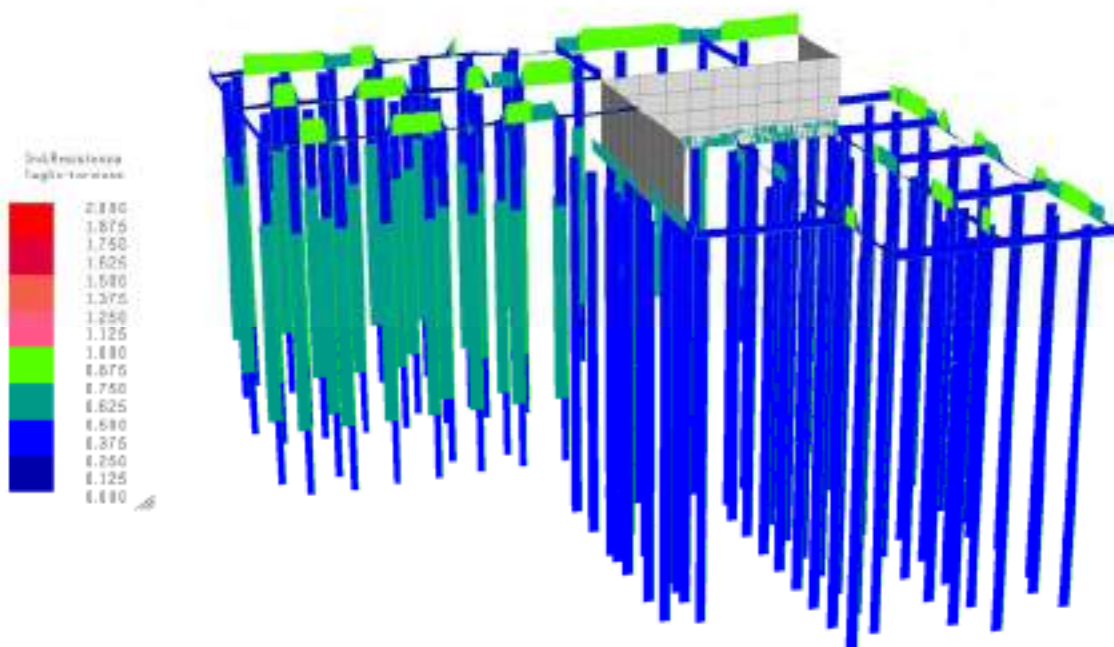
CORPO 2: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



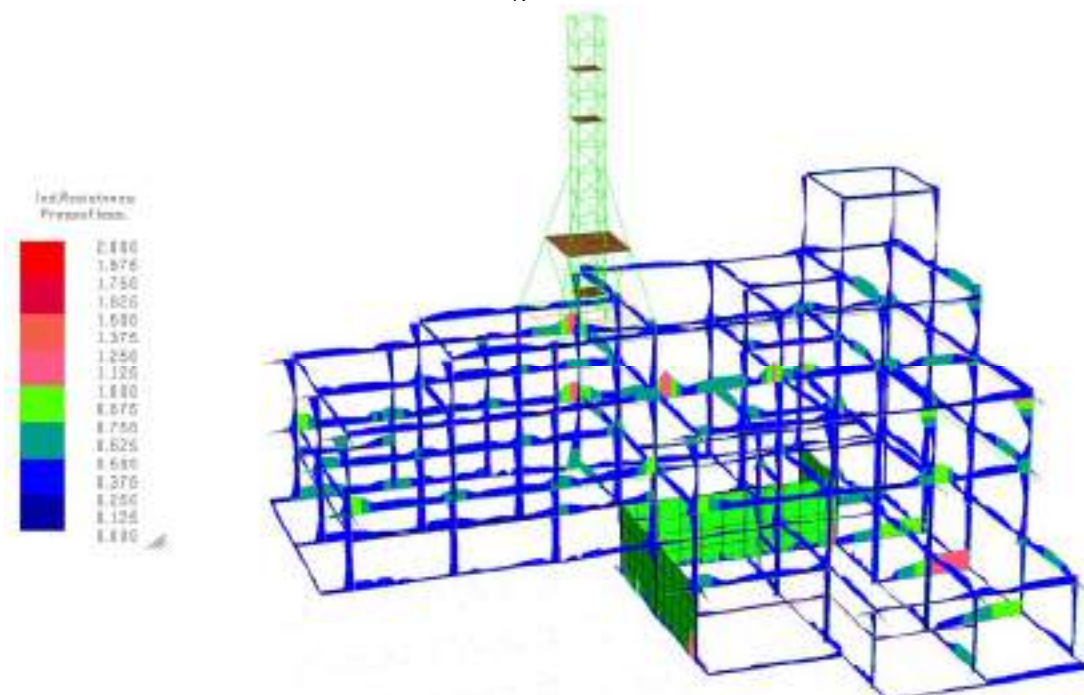
CORPO 2: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



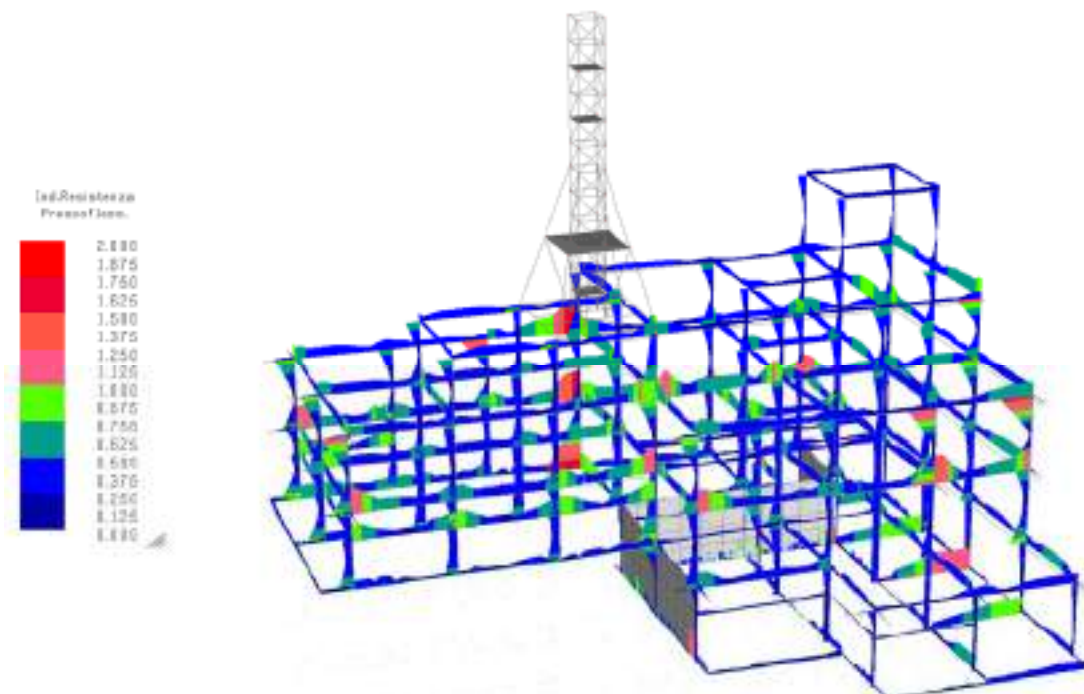
CORPO 2: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



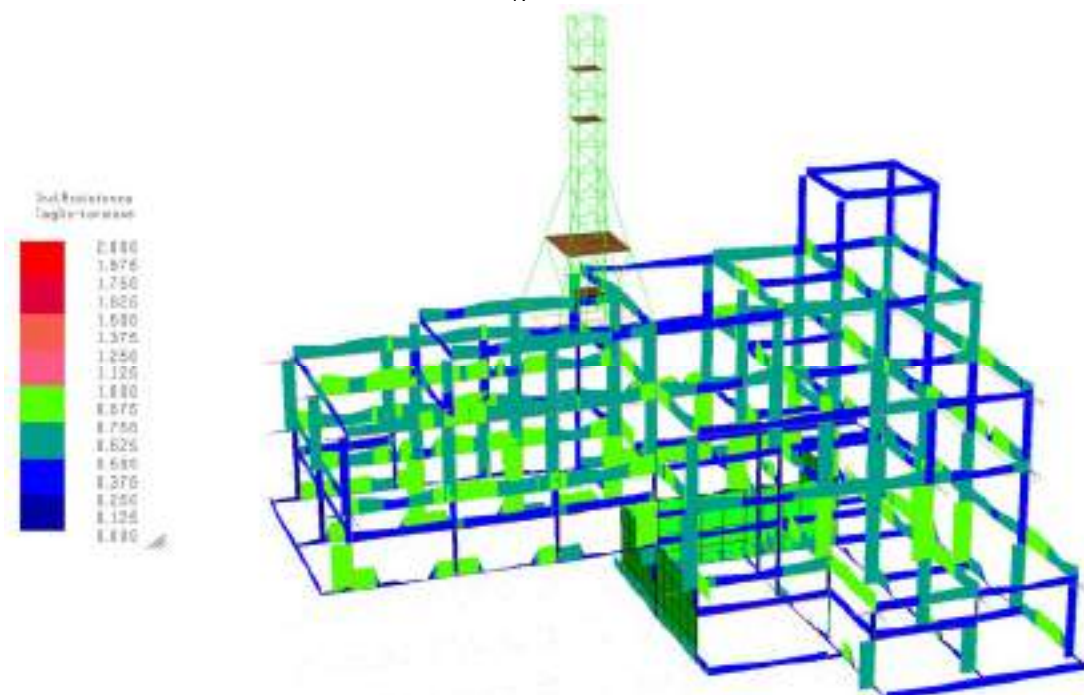
CORPO 2: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



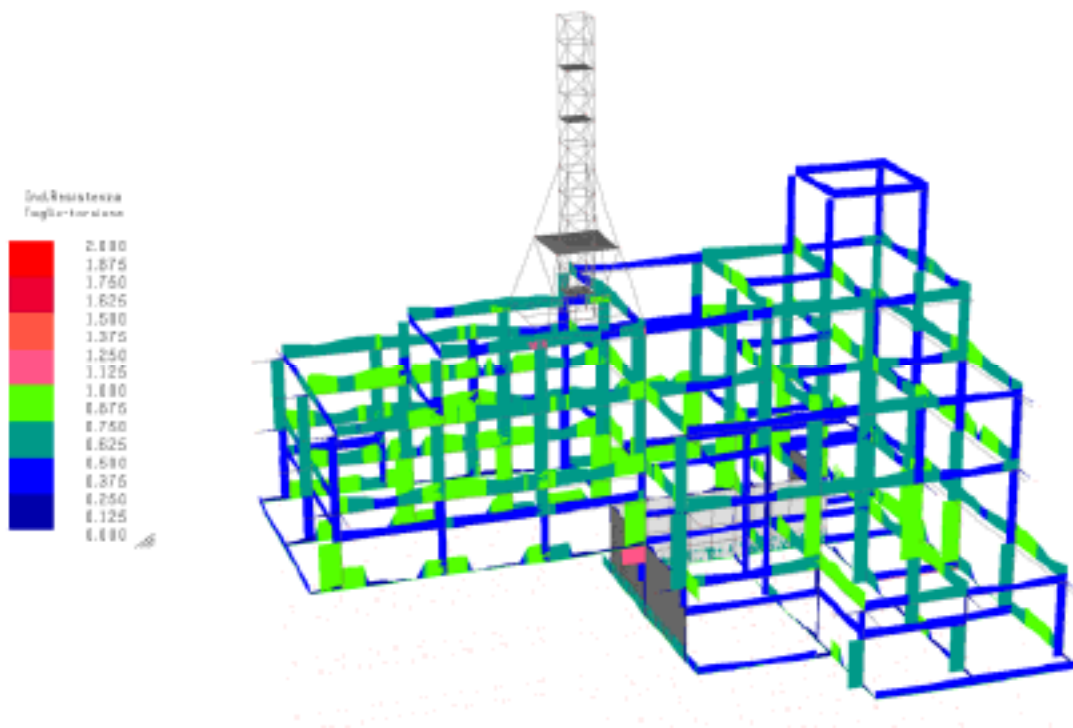
CORPO 2: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



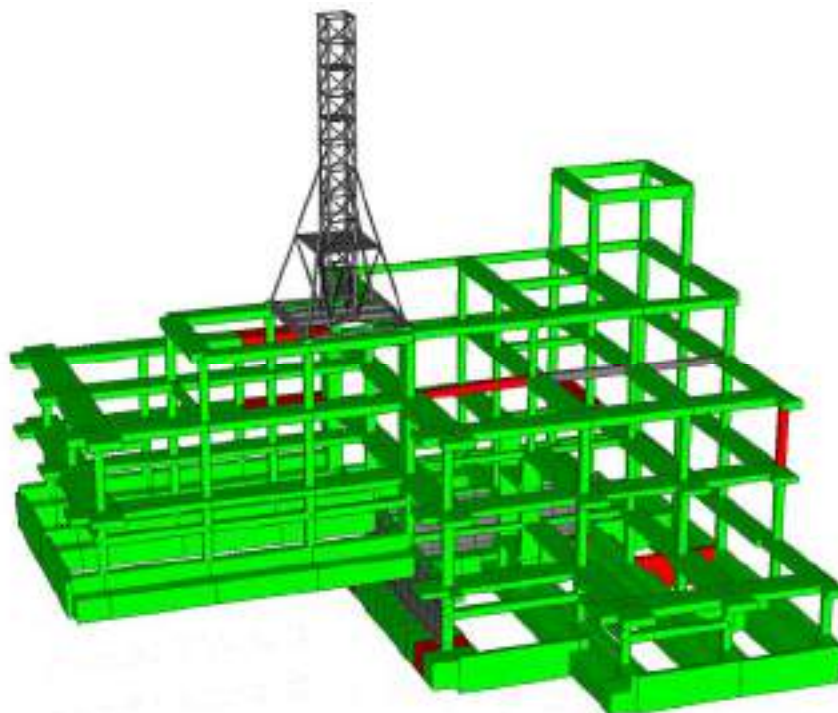
CORPO 2: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



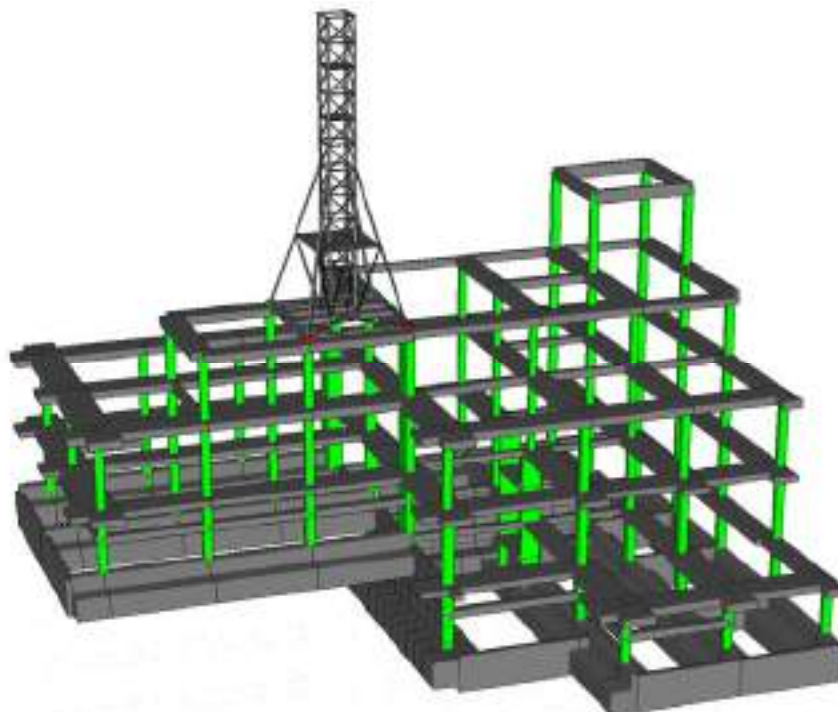
CORPO 2: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



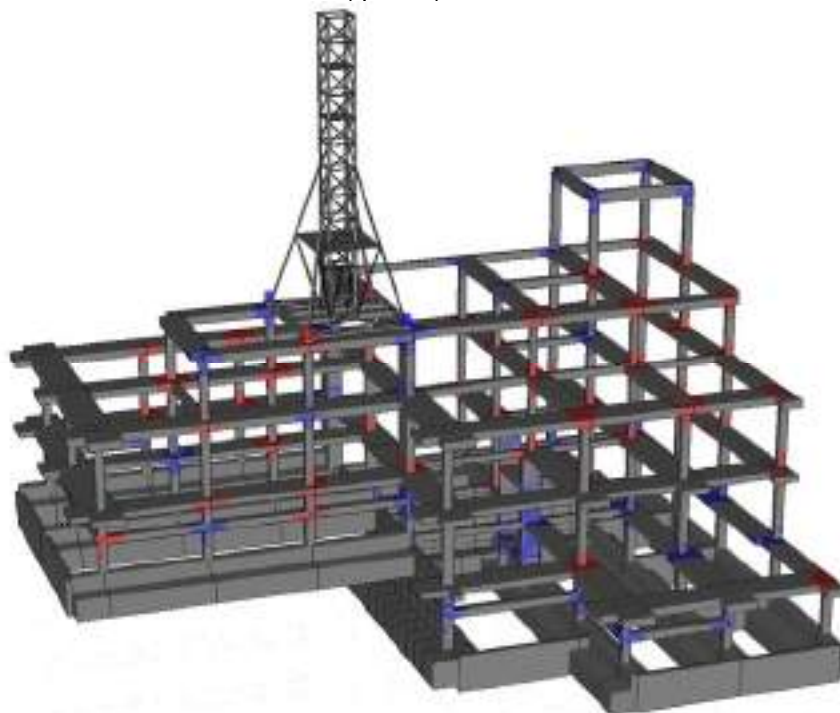
CORPO 2: elementi in rosso non verificati ai meccanismi duttili ($q=2.76$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



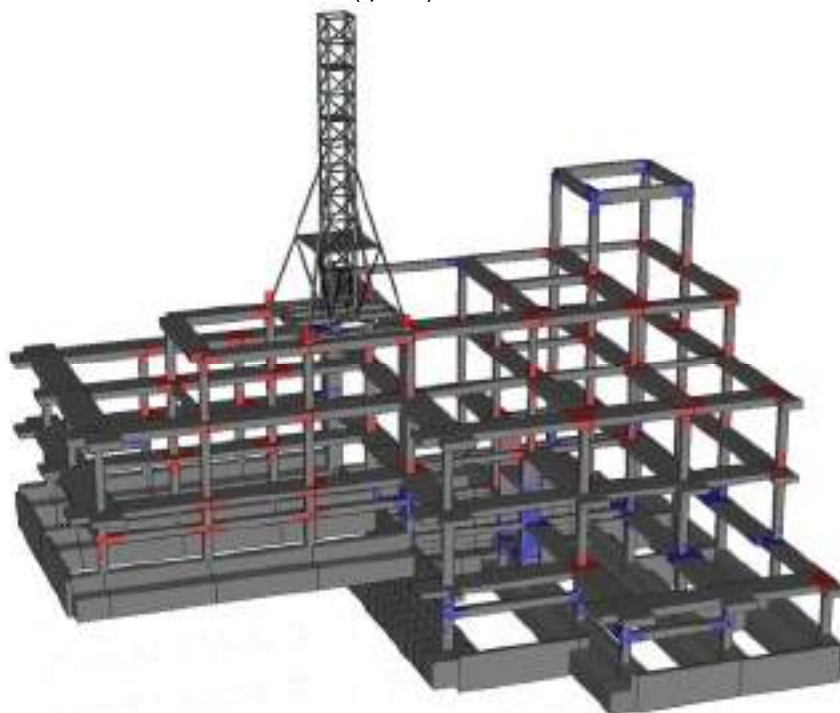
CORPO 2: elementi in rosso non verificati ai meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



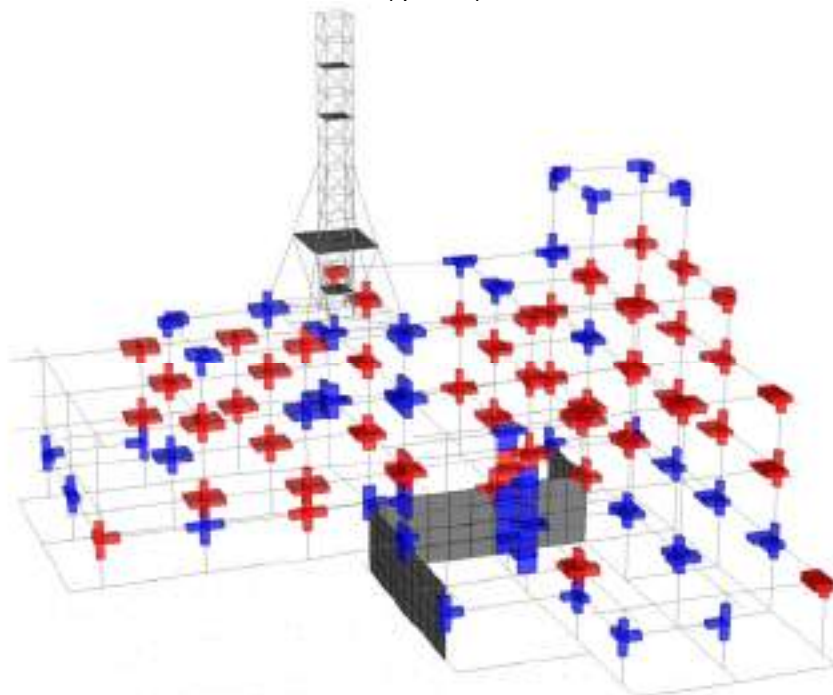
CORPO 2: nodi non verificati in rosso ($q=2.76$) modello tridimensionale T_R 30 anni



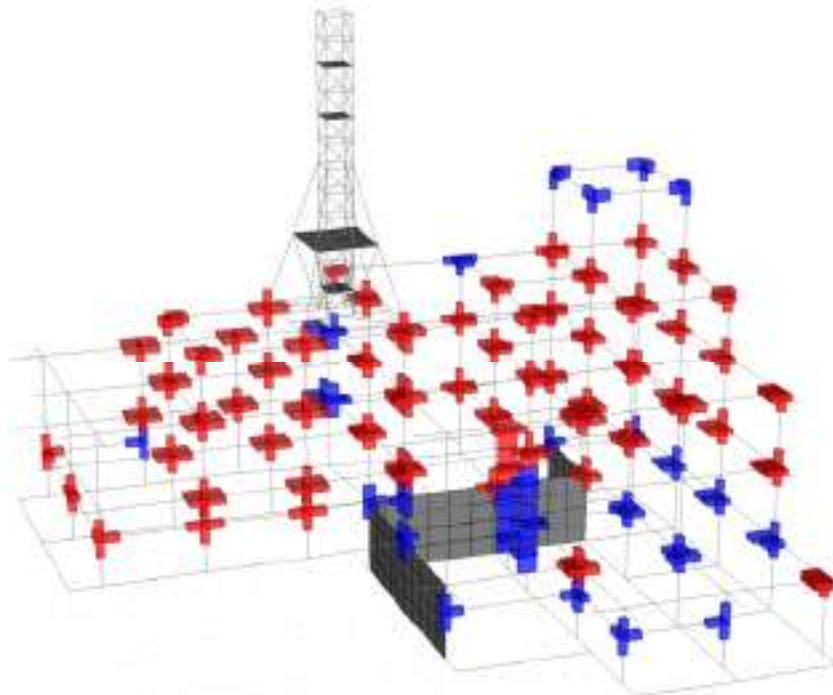
CORPO 2: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) modello tridimensionale T_R 30 anni



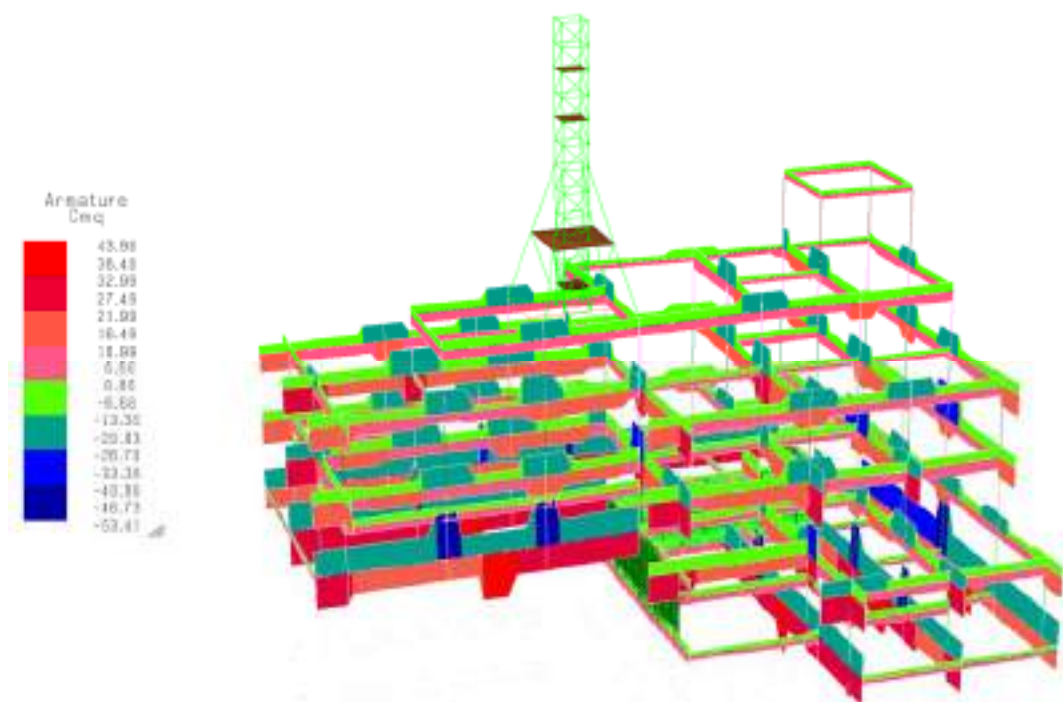
CORPO 2: nodi non verificati in rosso ($q=2.76$) schema unifilare T_R 30 anni



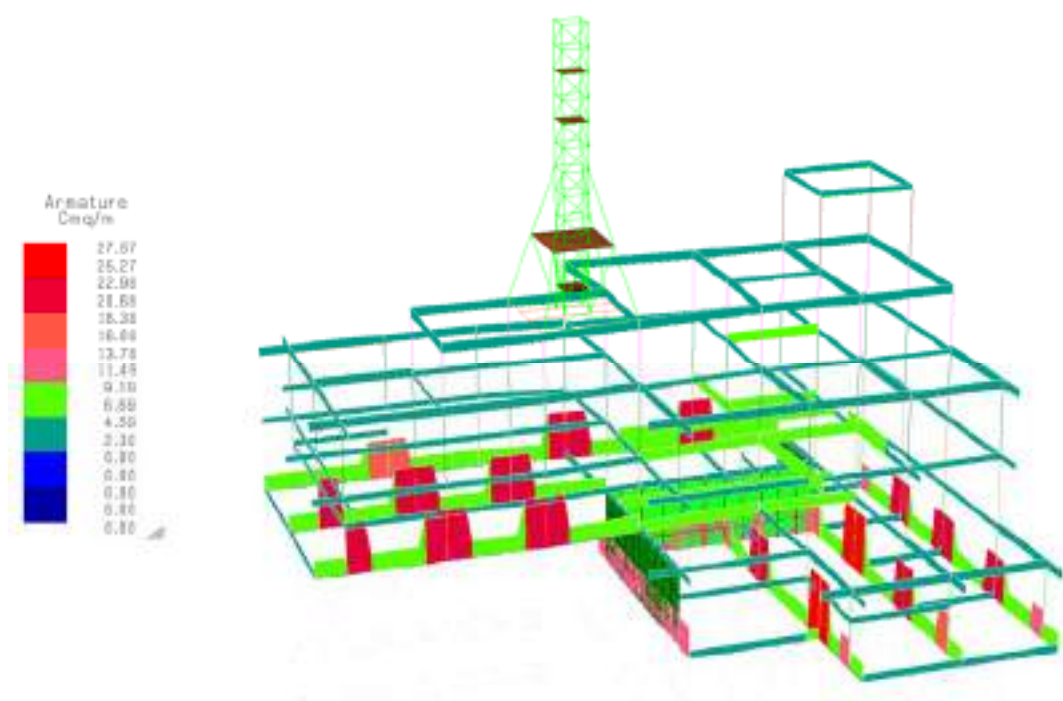
CORPO 2: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) schema unifilare T_R 30 anni



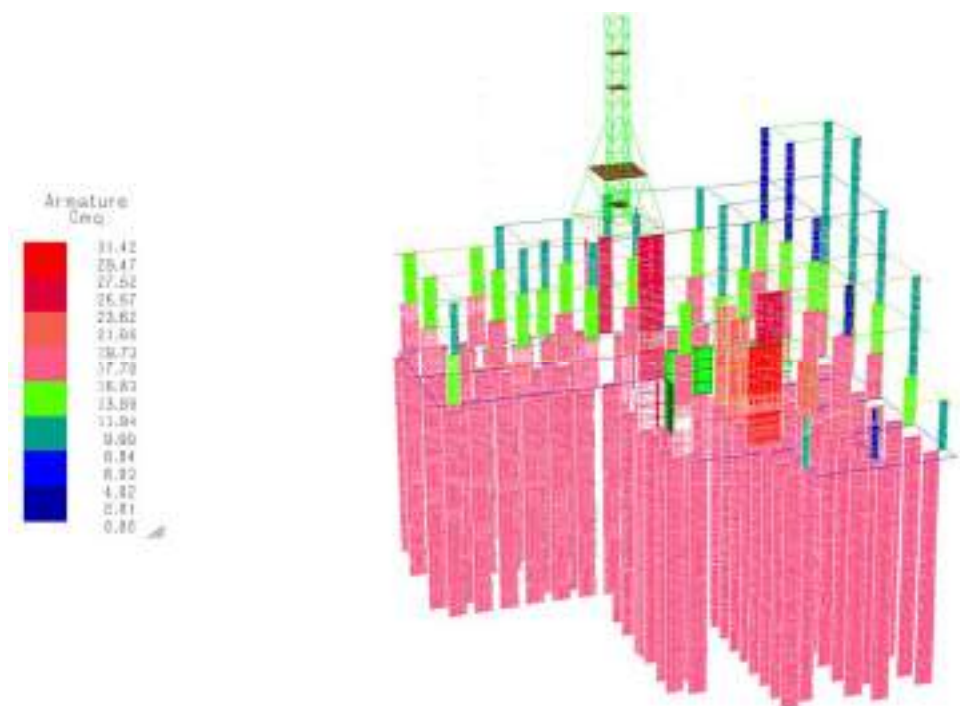
CORPO 2: armatura esistente inferiore e superiore travi in elevazione



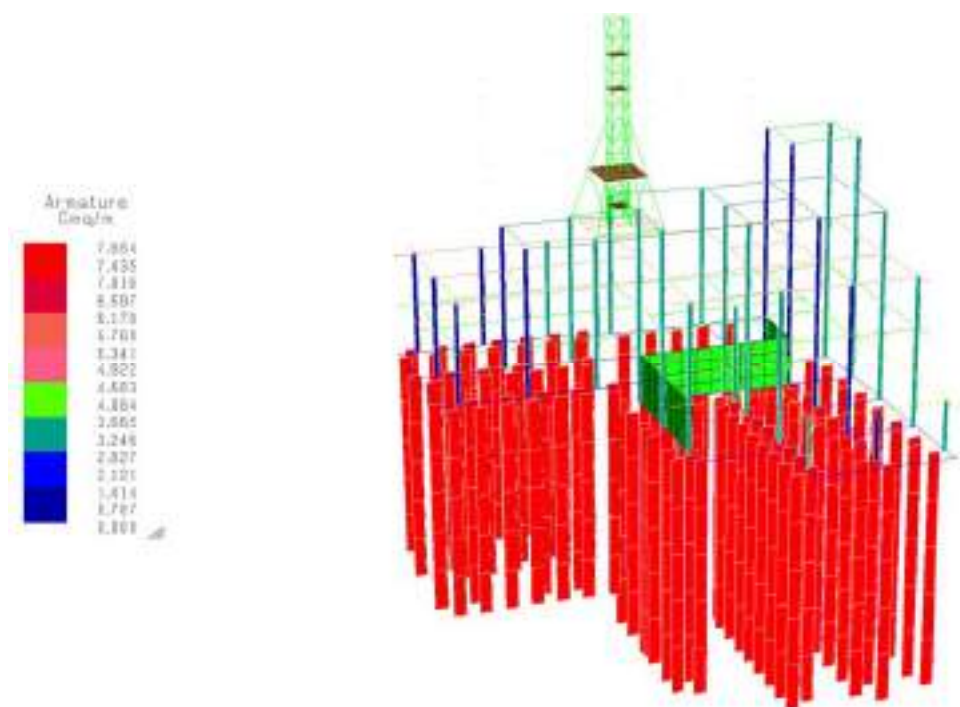
CORPO 2: armatura trasversale esistente travi in elevazione



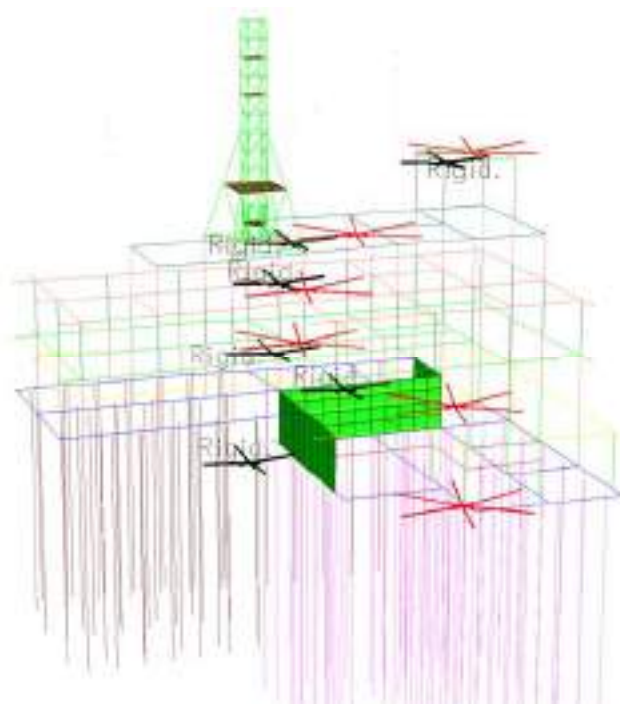
CORPO 2: armatura longitudinale esistente pilastri e pali



CORPO 2: armatura trasversale esistente pilastri e pali



CORPO 2: valutazione del baricentro delle rigidità e del baricentro delle masse



6.0 CORPO 3

6.1 Tipologia dell'edificio

L'edificio si sviluppa con pianta quadrata ad un unico livello di quota fondale posto a 4.40m. La forma quadrata ha dimensioni di metri 15.65x13.70. Al primo livello il terrazzo presente ne allunga la forma di metri 7.20x4.80. Due pilastri poggiano sulla parete posta a quota 1.10 inoltre la stessa funge da sostegno al riempimento eseguito a tergo. Sono presenti 3 impalcati. Il piano terra non ha solaio poggiante su fondazione come i precedenti, ma la presenza di vespaio. L'edificio è stato realizzato con struttura a scheletro indipendente con travi e pilastri gettati in opera. I solai sono del tipo in latero cemento con travetti precompressi e getto di completamento in opera. Lo spessore dei solai varia in funzione dei sovraccarichi $H=28+4=32\text{cm}$ in presenza di coperture, mentre i solai intermedi sono di spessore $H=20+4=24\text{cm}$.

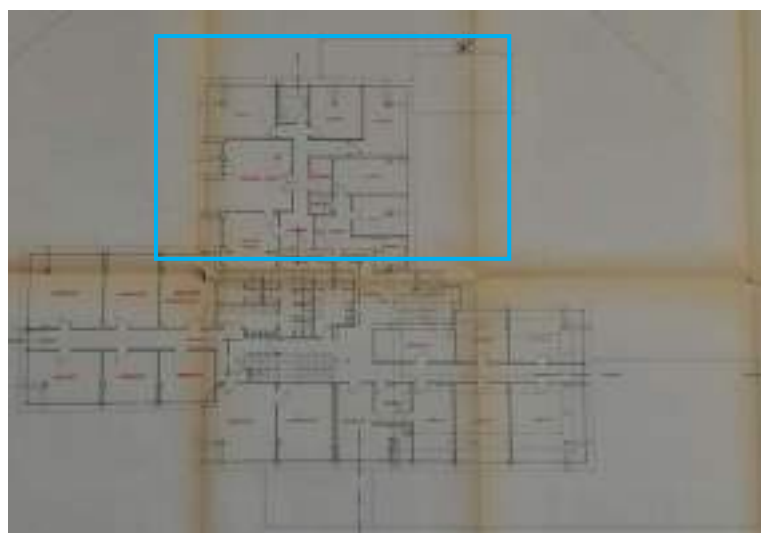
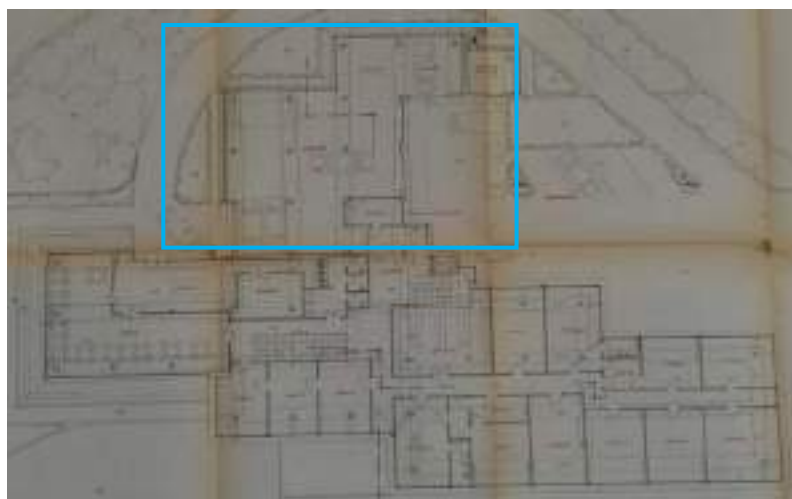


fig. 31 piante corpo 3 evidenziate

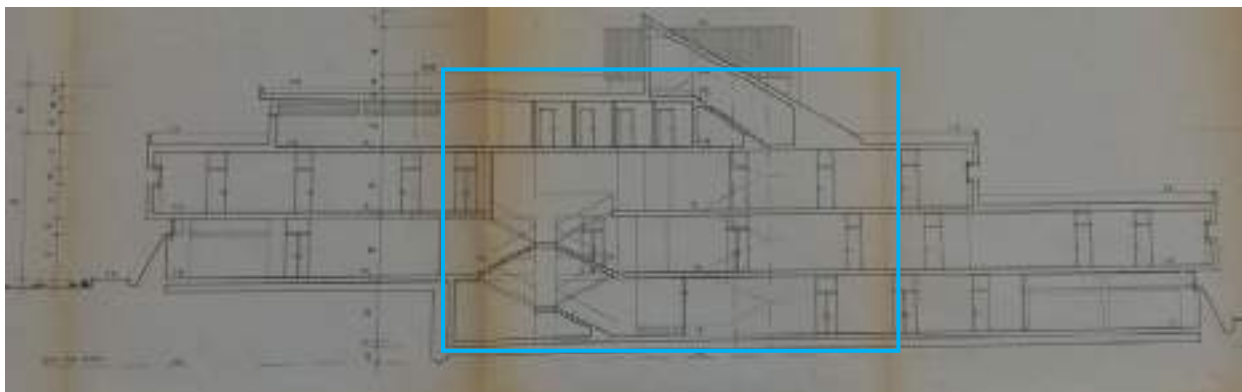


fig. 32 corpo 3 sezione longitudinale di interesse

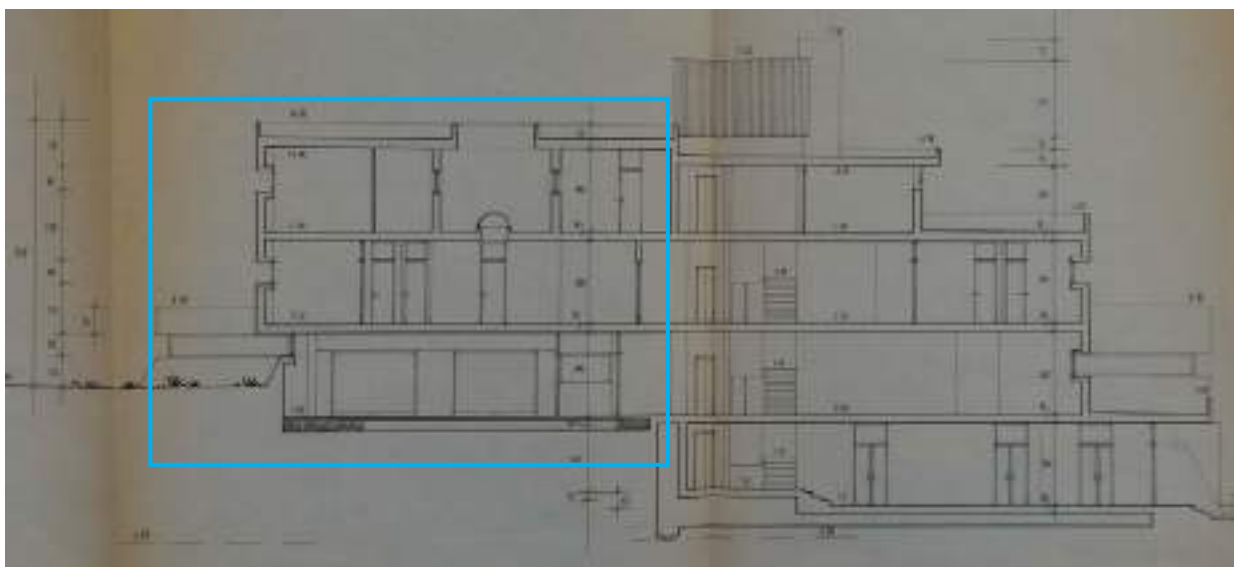


fig. 33 sezione trasversale di interesse

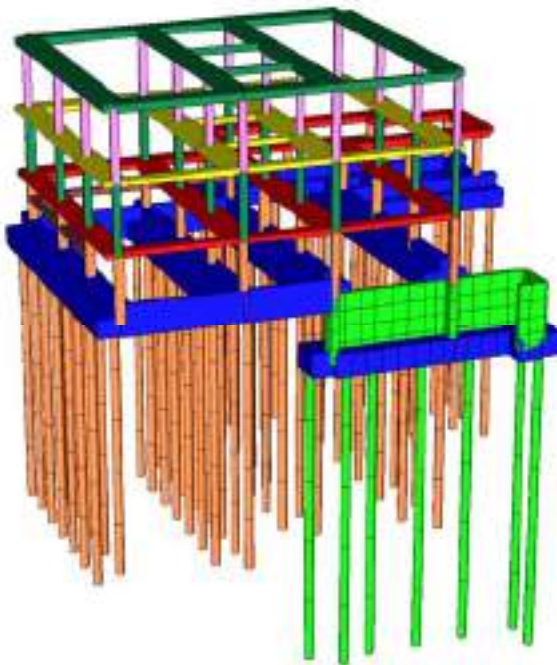


fig. 34 strutture corpo 3

6.2 Identificazione strutturale dell'edificio ed indagini eseguite

Si è constatata la presenza di giunti strutturali da 3cm come riportato nei disegni esecutivi. E' stato possibile stralciare l'organismo edilizio di interesse e modellarne la struttura dando vita al corpo 3. Dalla destinazione d'uso attribuita a ciascun piano da progetto, si è potuto associare il corretto carico sulle travi scaturito dall'analisi dei carichi dei solai e dalla tessitura dei solai verificata con analisi termografica.

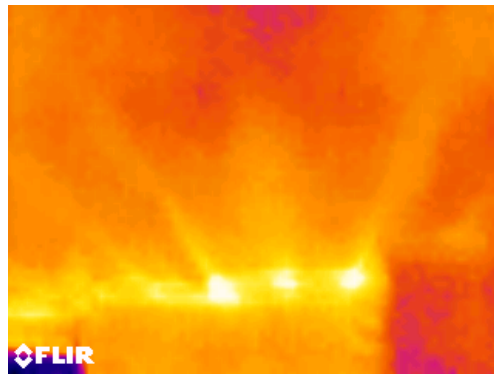
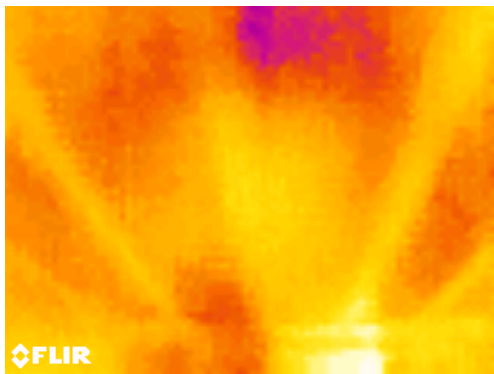


fig. 35 verifica della tessitura solai corpo 3

6.3 Strutture di fondazione

Anche in tale corpo 3 la particolare conformazione architettonica ha dettato due livelli di fondazioni, uno per la parete in c.a. dalla quale spiccano i pilastri per l'elevazione ed ha pali di $H=15.00\text{m}$. L'altra sotto le fondazioni a quota più alta bassa con pali di $H=13.00\text{m}$. I parametri geologici sono acquisiti dalla relazione in allegato e lo schema geotecnico è riportato in fig. 15.

Dalla conoscenza delle caratteristiche geologiche del terreno, si è potuto determinare la capacità portante dei pali a breve termine e lungo termine.

Palo da 13m

Condizione a breve termine

lunghezza palo $L=H=13\text{m}$

diametro $D=40\text{ cm}$

$\gamma=1898\text{ kg/m}^3$

$C_u=1.41\text{ kg/cm}^2$

$Q_{ult.}=Q_b + Q_{lat} - W$

resistenza caratteristica di base

$Q_b = A_b \cdot (N_c \cdot C_u + N_q \cdot \sigma_{vi}) = 19047\text{ kg}$

dove

$N_c=9$

$N_q=1$

$\sigma_{vi} = \gamma \cdot L$

essendo 2 le verticali indagate è possibile adottare il fattore di correlazione $\xi_4=1.55$ (tab. 6.4.IV)

resistenza di progetto di base

$R_{bd}^{base} = Q_b / \xi_4 = 12288\text{ kg}$

resistenza caratteristica laterale

$Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 80619\text{ kg}$

dove

$s = \alpha \cdot C_u$

$\alpha = 0.35$ per pali trivellati

resistenza di progetto laterale

$R_{bd}^{lat} = Q_{lat} / \xi_4 = 52012\text{ kg}$

resistenza di progetto di base + laterale

$R_d = (R_{bd}^{base} / \gamma_b) + (R_{bd}^{lat} / \gamma_s) = (12288/1.35) + (52012/1.15) = 54330\text{ kg}$

con

$\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35$ coeff. di sicurezza di base

$\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15$ coeff. di sicurezza laterale

$W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4084\text{ kg}$ peso proprio palo

$W' = W \cdot \gamma_{G1} = 5309\text{ kg}$

con $\gamma_{G1}=1.3$ coeff. parziale peso proprio

verifica geotecnica

$V_d < R_d - W'$

per ogni palo da 13m deve essere

$V_d < 49021\text{ kg}$

dove

V_d sollecitazione di calcolo

R_d resistenza di progetto di base + laterale

W' peso palo amplificato

Palo da 13m

Condizione a lungo termine

resistenza caratteristica di base

$$Q_b = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot p = 3100 \text{ kg}$$

dove

$$p = N_q \cdot \sigma'_{vl};$$

$$N_q = 10$$

$$\sigma'_{vl} = \gamma \cdot H$$

resistenza di progetto di base

$$R_{bd \text{ base}} = Q_b / \xi_4 = 2000 \text{ kg}$$

resistenza caratteristica laterale

$$Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 104082 \text{ kg}$$

dove

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vl} = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi \cdot (\gamma \cdot H) = 0.637 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = (1 - \sin \phi) = 0.609$$

$$\mu = \tan \phi = 0.424$$

$$\phi = 23^\circ$$

resistenza di progetto laterale

$$R_{bd \text{ lat}} = Q_{lat} / \xi_4 = 67149 \text{ kg}$$

resistenza di progetto di base + laterale

$$R_d = (R_{bd \text{ base}} / \gamma_b) + (R_{bd \text{ lat}} / \gamma_s) = (2000/1.35) + (67149/1.15) = 91987 \text{ kg}$$

con

$$\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35 \text{ coeff. di sicurezza di base}$$

$$\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15 \text{ coeff. di sicurezza laterale}$$

$$W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4084 \text{ kg peso proprio palo}$$

$$W' = W \cdot \gamma_{G1} = 5309 \text{ kg}$$

con $\gamma_{G1} = 1.3$ coeff. parziale peso proprio

verifica geotecnica

$$V_d < R_d - W'$$

per ogni palo da 13m deve essere

$$V_d < 86678 \text{ kg}$$

dove

V_d sollecitazione di calcolo

R_d resistenza di progetto di base + laterale

W' peso palo amplificato

Palo da 15m**Condizione a breve termine**lunghezza palo $L=H=15\text{m}$ diametro $D=40\text{ cm}$ $\gamma=1898\text{ kg/m}^3$ $C_u=1.41\text{ kg/cm}^2$ $Q_{ult.}=Q_b + Q_{lat} - W$ *resistenza caratteristica di base* $Q_b = A_b \cdot (N_c \cdot C_u + N_q \cdot \sigma_{vi}) = 19524\text{ kg}$

dove

 $N_c=9$ $N_q=1$ $\sigma_{vi} = \gamma \cdot L$ essendo 2 le verticali indagate è possibile adottare il fattore di correlazione $\xi_4=1.55$ (tab. 6.4.IV)*resistenza di progetto di base* $R_{bd}^{base} = Q_b / \xi_4 = 12596\text{ kg}$ *resistenza caratteristica laterale* $Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 93022\text{ kg}$

dove

 $s = \alpha \cdot C_u$ $\alpha = 0.35$ per pali trivellati*resistenza di progetto laterale* $R_{bd}^{lat} = Q_{lat} / \xi_4 = 60014\text{ kg}$ *resistenza di progetto di base + laterale* $R_d = (R_{bd}^{base} / \gamma_b) + (R_{bd}^{lat} / \gamma_s) = (12596/1.35) + (60014/1.15) = 61516\text{ kg}$

con

 $\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35$ coeff. di sicurezza di base $\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15$ coeff. di sicurezza laterale $W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4712\text{ kg}$ peso proprio palo $W' = W \cdot \gamma_{G1} = 6126\text{ kg}$ con $\gamma_{G1}=1.3$ coeff. parziale peso proprio**verifica geotecnica** $V_d < R_d - W'$

per ogni palo da 15m deve essere

 $V_d < 56804\text{ kg}$

dove

 V_d sollecitazione di calcolo R_d resistenza di progetto di base + laterale W' peso palo amplificato

Palo da 15m

Condizione a lungo termine

resistenza caratteristica di base

$$Q_b = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot p = 35776 \text{ kg}$$

dove

$$p = N_q \cdot \sigma'_{vl};$$

$$N_q = 10$$

$$\sigma'_{vl} = \gamma \cdot H$$

resistenza di progetto di base

$$R_{bd \text{ base}} = Q_b / \xi_4 = 23081 \text{ kg}$$

resistenza caratteristica laterale

$$Q_{lat} = (\pi \cdot D \cdot H) \cdot s = 138787 \text{ kg}$$

dove

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vl} = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi \cdot (\gamma \cdot H) = 0.736 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = (1 - \sin \phi) = 0.609$$

$$\mu = \tan \phi = 0.424$$

$$\phi = 23^\circ$$

resistenza di progetto laterale

$$R_{bd \text{ lat}} = Q_{lat} / \xi_4 = 89540 \text{ kg}$$

resistenza di progetto di base + laterale

$$R_d = (R_{bd \text{ base}} / \gamma_b) + (R_{bd \text{ lat}} / \gamma_s) = (23081 / 1.35) + (89540 / 1.15) = 94958 \text{ kg}$$

con

$$\gamma_b = \gamma_{R3} = 1.35 \text{ coeff. di sicurezza di base}$$

$$\gamma_s = \gamma_{R3} = 1.15 \text{ coeff. di sicurezza laterale}$$

$$W = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot H \cdot \gamma_{cls} = 4712 \text{ kg peso proprio palo}$$

$$W' = W \cdot \gamma_{G1} = 6126 \text{ kg}$$

con $\gamma_{G1} = 1.3$ coeff. parziale peso proprio

verifica geotecnica

$$V_d < R_d - W'$$

per ogni palo da 13m deve essere

$$V_d < 88832 \text{ kg}$$

dove

V_d sollecitazione di calcolo

R_d resistenza di progetto di base + laterale

W' peso palo amplificato

La verifica geotecnica dei pali conduce ai seguenti risultati delle sollecitazioni di calcolo V_d :

condizioni di analisi	statica	dinamica T_R 949 anni	dinamica T_R 30 anni
	36670 kg	33278 kg	28257 kg

Anche in tale caso ai fini delle verifiche geotecniche dei pali di fondazione e quindi dell'interazione fondazione sovrastruttura, è stato adottato il medesimo modello meccanico dei pali da 13m e 15m esaminato ai paragrafi precedenti del corpo 1 a cui si rimanda.

6.4 Strutture di elevazione

Le strutture portanti verticali sono realizzate in conglomerato cementizio armato; anche per tale corpo 3 la loro posizione e dimensione è stata verificata a seguito di una numerosa serie di saggi. Le dimensioni di tutti i pilastri sono risultati di sezione analoga a quella riportata nella tabella pilastri di progetto.

Anche per il corpo 3, al fine di determinazione le caratteristiche meccaniche dei materiali ed in particolar modo del conglomerato cementizio e dell'acciaio si sono eseguite delle indagini distruttive mediante carotaggi con conseguente estrazione di campioni su cui sono state eseguite prove di compressione come riportato nell'allegato rapporto di prova VA04/18 della ditta Tecnoprove s.n.c.

Per il rilievo delle armature presenti nei pilastri si sono eseguite indagini pacometriche che hanno permesso di verificare la presenza delle barre di armatura longitudinali e trasversali conforme a quanto riportato in tabella pilastri. Le barre di armatura sono state prelevate tagliando con flessibile le barre. Anche per il corpo 2 valgono le osservazioni avanzate per i pilastri del corpo 1: barre di armatura longitudinale in corrispondenza degli spigoli di ogni pilastro e al centro dei lati dove richiesto, mentre la staffatura è con passo pressoché costante di circa 20 centimetri senza alcun infittimento in corrispondenza dei nodi trave-pilastro.



fig.36 tabella pilastri di progetto corpo 3



fig. 37 carotaggio pilastro piano 3 corpo 3 e parete con prelievo barre di armatura



fig. 38 prelevamento barre di armatura e carotaggi piano terra corpo 3

Per l'ubicazione dei prelievi si vedano le figure da 21 a 24 riportate nella descrizione del corpo 1.

6.5 Strutture orizzontali

Per la conoscenza di tali strutture si è proceduto al solo rilievo visivo con l'ausilio della termografia. Le indagini hanno confermato il progetto esecutivo. Gli impalcati sono realizzati in latero cemento con travetti in c.a.p. e getto di completamento in opera, l'interposto laterizio ha funzione di alleggerimento.

Analisi dei carichi solai					
piano	p.p.+perm. kg/m ²	variabili kg/m ²	totali kg/m ²	quota m	H altezza solaio cm
piano copertura	580	100	680	17.20; 4.30 14.40;13.70	32
solaio intermedio piano coperto	580	250	830	11.00	24
solaio terrazzo	580	200	700	11.00	32
solaio intermedio coperto	580	250	830	7.70	24
solaio scoperto terrazzo	580	200	780	7.70	32
solaio scoperto terrazzo	580	200	780	4.40	32
solaio intermedio zona uffici	580	350	930	4.40	24
solaio intermedio zona mensa	580	350	930	4.40	32
solaio intermedio zona travetti binati	580	1000	1580	4.40	24
solaio intermedio su fondazioni	580	500	1080	1.10	32
solaio intermedio archivio e armeria	580	1000	1580	1.10	32
solaio copertura sala macchine ascensore	475	100	575	17.20	32
Scale	700	500			
Analisi dei carichi chiusure verticali					
Tramezzi in forati da 8cm compreso intonaco	140 kg/m ²				
CVE costituita da poroton, avvolgibili, cassonetti, davanzali, veletta	1000 kg/m				
CVE obliqua, mattoni semipieni, tavelloni, infissi, veletta	1200 kg/m				

I dati sopra riportati sono stati evinti dalle schede dei carichi solai associati alla relazione di calcolo esecutiva.

6.6 Livello di conoscenza acquisito e parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica

Anche per tale corpo 3 valgono le identiche considerazioni svolte al § 4.6. Di conseguenza il Fattore di Confidenza assunto nella valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio è pari a FC=1,35.

In tale caso si è potuta applicare l'analisi dinamica lineare. Si è investigata altresì l'interazione tra la fondazione con pali e la struttura in elevazione.

I principali parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica, eseguita con il programma di calcolo Mastersap sviluppato da AMV srl sono i seguenti:

	α_u / α_1	α_u / α_1	media	$q_0 = 3 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	K_w	K_R	$q = q_0 K_w \cdot K_R$
Corpo 3	1.3	1	1.15	3.45	1	1	3.45 → 3

latitudine (WGS84) = 40.66945

longitudine (WGS84) = 16.59636

Vita nominale costruzione 50 anni

Classe d'uso costruzione IV

Vita di riferimento 100 anni

Spettro di risposta Stato limite ultimo
slv

Probabilita' di superamento periodo di riferimento 10

Tempo di ritorno del sisma 949 anni

Localita' Matera - (MT)

ag/g 0.1762

F0 2.54

Tc* 0.35

Categoria del suolo C

Fattore topografico 1.2

Coefficiente di smorzamento 5%

Eccentricita' accidentale 5%

Numero di frequenze 12

Fattore q di struttura per sisma orizzontale $q_{or} = 3.0$ [$q_{0X} = 3.45$ $q_{0Y} = 3.45$ $k_w = 1$ $K_r = 1$]

Duttilita' Bassa Duttilita'

Angolo del sisma nel piano orizzontale 0

Sisma verticale Assente

Combinazione dei modi CQC

Combinazione componenti azioni sismiche NTC - Eurocodice 8

λ 0.3

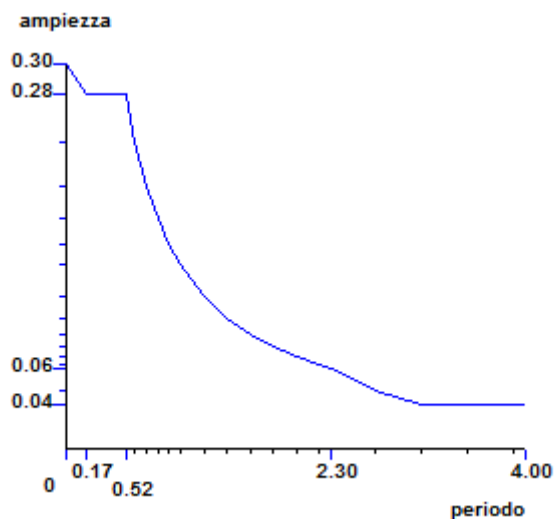
μ 0.3

Fattore di importanza γ_i 1 applicato

Spettri orizzontali:

Num. Periodo A.slu X

1	0.000	0.3027
2	0.173	0.2785
3	0.520	0.2785
4	0.600	0.2412
5	0.700	0.2068
6	0.800	0.1809
7	0.900	0.1608
8	1.000	0.1447
9	1.200	0.1206
10	1.400	0.1034
11	1.600	0.0905
12	1.800	0.0804
13	2.000	0.0724
14	2.200	0.0658
15	2.305	0.0628
16	2.700	0.0458
17	3.100	0.0352
18	3.500	0.0352
19	3.900	0.0352
20	4.000	0.0352



Dai risultati delle prove di laboratorio si sono assunti i seguenti parametri meccanici di resistenza:

pali di fondazione

Rcm 170 kg/cm²
f_{ym} 3696 kg/cm²
Fc 1.35

travi di fondazione

Rcm 244 kg/cm²
f_{ym} 3800 kg/cm²
Fc 1.35

pilastrì

piano 1:

Rcm 219 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 2:

Rcm 187 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
Fc 1.35

piano 3:

R_{cm} 238 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

piano 4:

R_{cm} 176 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

travi

piano 1:

R_{cm} 219 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

piano 2:

R_{cm} 187 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

piano 3:

R_{cm} 238 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

piano 4:

R_{cm} 176 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

pareti in c.a.

R_{cm} 219 kg/cm²
f_{ym} 4280 kg/cm²
F_c 1.35

Le verifiche sono state condotte agli SLU assumendo per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / \gamma_c$$

dove

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{cm} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85 per edifici nuovi.

Anche per il corpo 3 valgono le osservazioni eseguite al § 4.6 per cui si opta adottare il valore di $\alpha_{cc} = 1$.
La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{ym} / \gamma_s$$

dove:

$\gamma_s = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{ym} per armatura ordinaria è la tensione media di snervamento dell'acciaio ottenuta dalle prove.

6.7 Carichi e combinazione dei carichi

L'analisi statica è l'analisi dinamica lineare sono state condotte combinando le condizioni di carico:

condizione di carico 1	condizione di carico 2	condizione di carico 3	condizione di carico 4	condizione di carico 5	condizione di carico 6	condizione di carico 7
peso proprio	variabili categoria c ₁ ; C ₂ ; C ₃	variabili categoria E ₁	variabili categoria B ₂	variabili categoria A	Variabili copertura categoria H	spinta sismica terreno
permanenti						
spinta statica terreno						
carico ascensore su soletta						

L'azione variabile vento è stata applicata come distribuzione di forze applicate ai nodi della struttura. Anche le forze inerziali orizzontali e verticali indotte dal muro-terreno, sono state applicate ai nodi degli elementi di interesse.

Sono state applicate le seguenti combinazioni di carico ruotando l'azione dominante:

dinamica:

$$E + G_1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \psi_{24} \cdot Q_{k4} + \psi_{25} \cdot Q_{k5}$$

G_1 = condizione 1 + spinte e forze inerziali

$$\psi_{21} = \psi_{22} = 0.3$$

Q_{k1} = variab. cat. A

Q_{k2} = variab. cat. B

$$\psi_{23} = 0.6$$

Q_{k3} = variab. cat. C

$$\psi_{24} = 0.8$$

Q_{k4} = variab. cat. E

$$\psi_{25} = 0$$

Q_{k5} = variab. cat. H

statica pura + spinta terreno statica; azione dominante cat. B:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. B

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. C

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± X); azione dominante cat. B:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. B

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. C

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± Y); azione dominante cat. B:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. B

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. C

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica; azione dominante cat. C:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. C

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. B

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± X); azione dominante cat. C:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. C

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. B

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± Y); azione dominante cat. C:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁ = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. C

Q_{k2} = variab. cat. E

Q_{k3} = variab. cat. B

Q_{k4} = variab. cat. A

Q_{k5} = variab. cat. H

Q_{k6} = variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica; azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0$$

G₁= condizione 1

Q_{k1}= variab. cat. A

Q_{k2}= variab. cat. E

Q_{k3}= variab. cat. B

Q_{k4}= variab. cat. C

Q_{k5}= variab. cat. H

Q_{k6}= variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± X); azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁= condizione 1

Q_{k1}= variab. cat. A

Q_{k2}= variab. cat. E

Q_{k3}= variab. cat. B

Q_{k4}= variab. cat. C

Q_{k5}= variab. cat. H

Q_{k6}= variab. cat. vento

statica + spinta terreno statica + vento (± Y); azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot Q_{k2} \psi_{02} + \gamma_{q3} \cdot Q_{k3} \psi_{03} + \gamma_{q4} \cdot Q_{k4} \psi_{04} + \gamma_{q5} \cdot Q_{k5} \psi_{05} + \gamma_{q6} \cdot Q_{k6} \psi_{06}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = \gamma_{q3} = \gamma_{q4} = \gamma_{q5} = \gamma_{q6} = 1.5$$

$$\psi_{02} = 1$$

$$\psi_{03} = \psi_{04} = 0.7$$

$$\psi_{05} = 0$$

$$\psi_{06} = 0.6$$

G₁= condizione 1

Q_{k1}= variab. cat. A

Q_{k2}= variab. cat. E

Q_{k3}= variab. cat. B

Q_{k4}= variab. cat. C

Q_{k5}= variab. cat. H

Q_{k6}= variab. cat. vento

6.8 Individuazione della PGA_D di domanda e della PGA_C di capacità allo SLV e valutazione dell'indicatore di rischio

L'individuazione della PGA_D avviene grazie al contributo della relazione geologica dalla quale si desume categoria suolo C

$S_s=1.431$ coeff. di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.2$ coeff. di amplificazione topografica

$A_g/g = 0.1762$

$PGA_D = A_g/g \cdot S_s \cdot S_T = 0.303$

In termini di capacità il periodo di ritorno minimo è $T_R= 30$ anni

$PGA_C = 0.068$

L'indicatore di rischio per la struttura in esame allo SLV è dunque dato dal seguente rapporto:

$I_{r_{slv}} = 0,068/0,303 = 0,224$

$0.224 \leq I_{r_{slv}} \leq 1$

6.9 Sintesi degli interventi proposti

Dalla verifica del corpo 3 in condizioni statiche emerge che:

- i pali sono tutti verificati;
- i pilastri sono tutti verificati;
- alcune travi non risultano verificate, seppur per valori modesti come rappresentato tramite gli indici di resistenza se si applica la combinazione di carico con vento.
- uguale cosa dicasi se si verifica il modello strutturale con la sola combinazione dei carichi pura.

A seguito delle criticità emergenti dall'analisi statica, è consigliabile procedere ad ulteriori valutazioni sulla caratterizzazione dei materiali relativi agli elementi non verificati, con l'obiettivo di ridurre il fattore di confidenza.

- L'intervento proposto consiste nell'eseguire fasciature con materiali compositi FRP o SRM (Steel Reinforced Mortar) con fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza impregnato con matrice inorganica tixotropica a bassissimo contenuto di polimeri petrolchimici da applicarsi direttamente alla struttura da rinforzare a flessione e taglio.

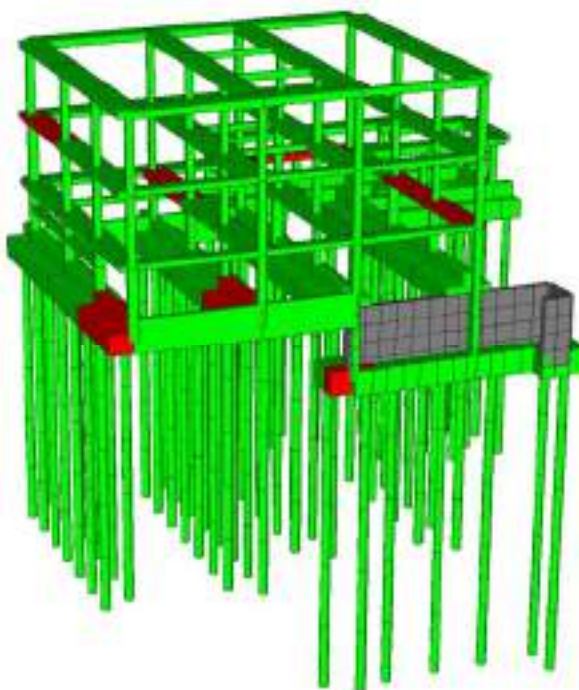
Al fine di aumentare la sicurezza della struttura nei confronti delle azioni sismiche, si propongono di seguito gli interventi finalizzati a tale scopo.

- Inserimento di nuove pareti di taglio che può consentire di limitare i problemi derivanti da irregolarità planimetriche e altimetriche con lo scopo di avvicinare i baricentri delle masse e delle rigidezze, ed aumentare di conseguenza la resistenza all'azione sismica. L'intervento produrrà benefici anche nella limitazione delle deformazioni orizzontali onde evitare fenomeni di martellamento. L'incremento della rigidezza e quindi della modifica del comportamento sismico della struttura produce effetti che devono ovviamente essere adeguatamente verificati.
- placcatura e fasciatura di pilastri e travi mediante l'uso di idonei materiali compositi FRP o SRM finalizzato ad aumentare la resistenza a taglio di pilastri; ad aumentare la resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate; ad aumentare la duttilità nelle

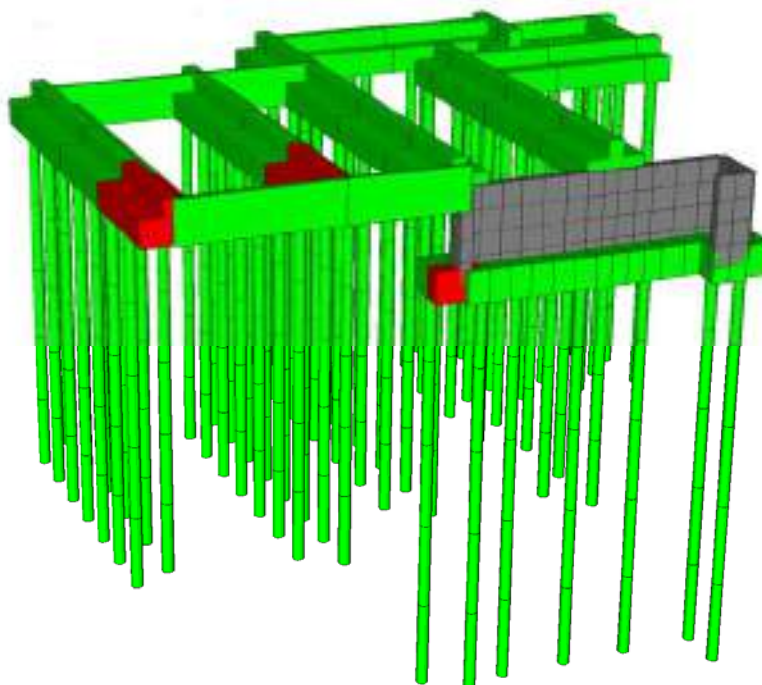
parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro (confinamento).

Tali lavorazioni andranno poi integrate con tutte quelle lavorazioni che interesseranno le opere di finitura e gli impianti per rendere l'edificio fruibile.

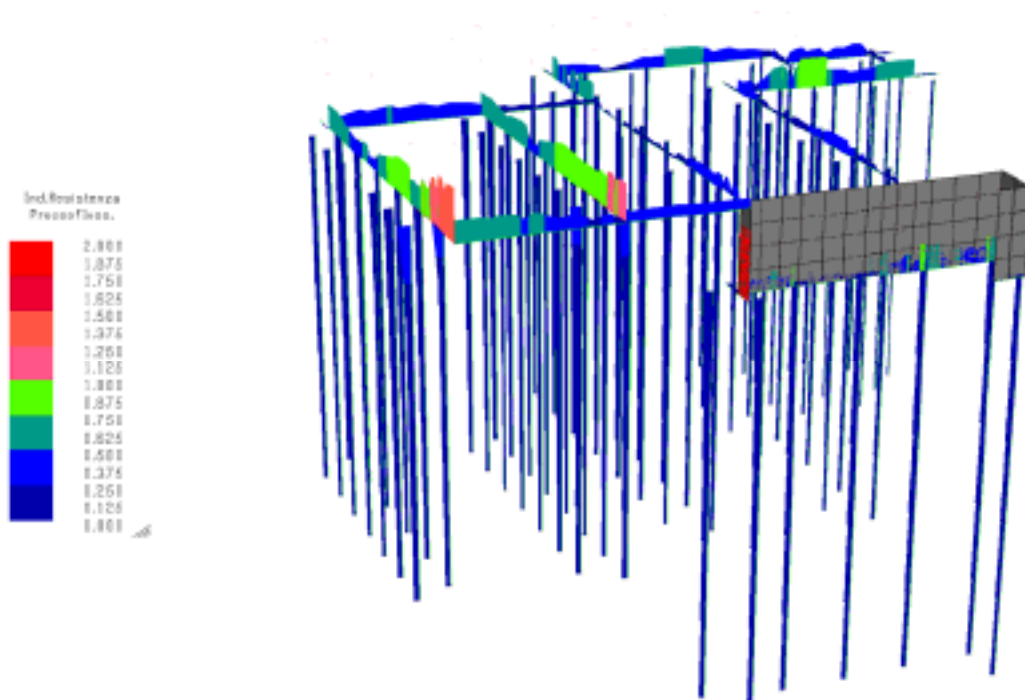
CORPO 3: elementi non verificati per le condizioni statiche slu



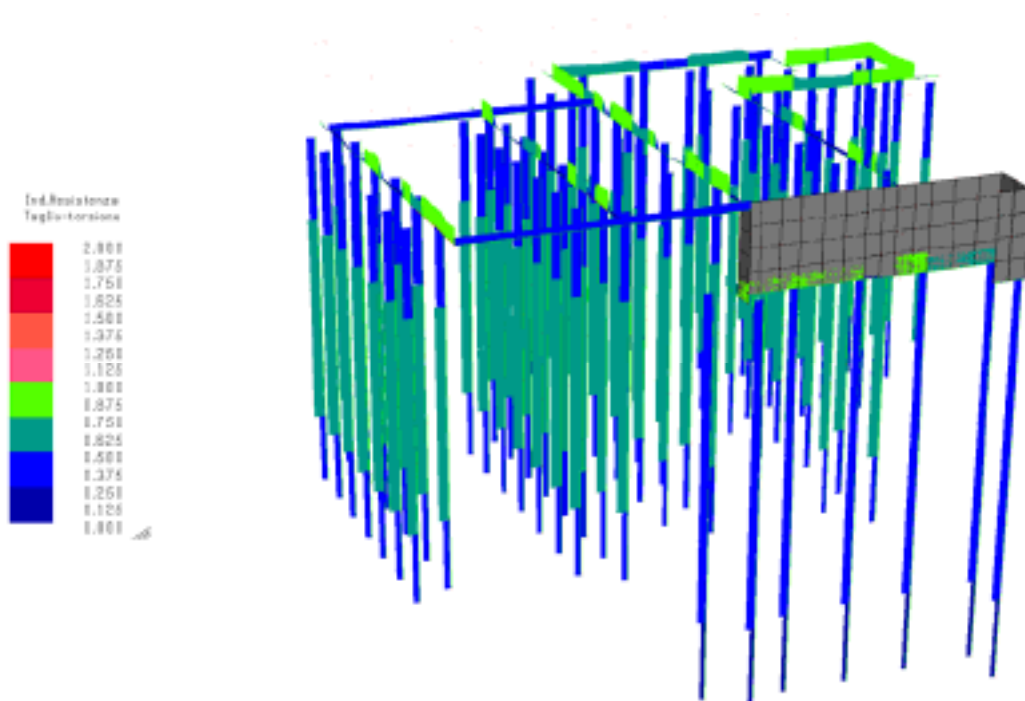
CORPO 3: elementi di dettaglio fondazione non verificati per le condizioni statiche slu



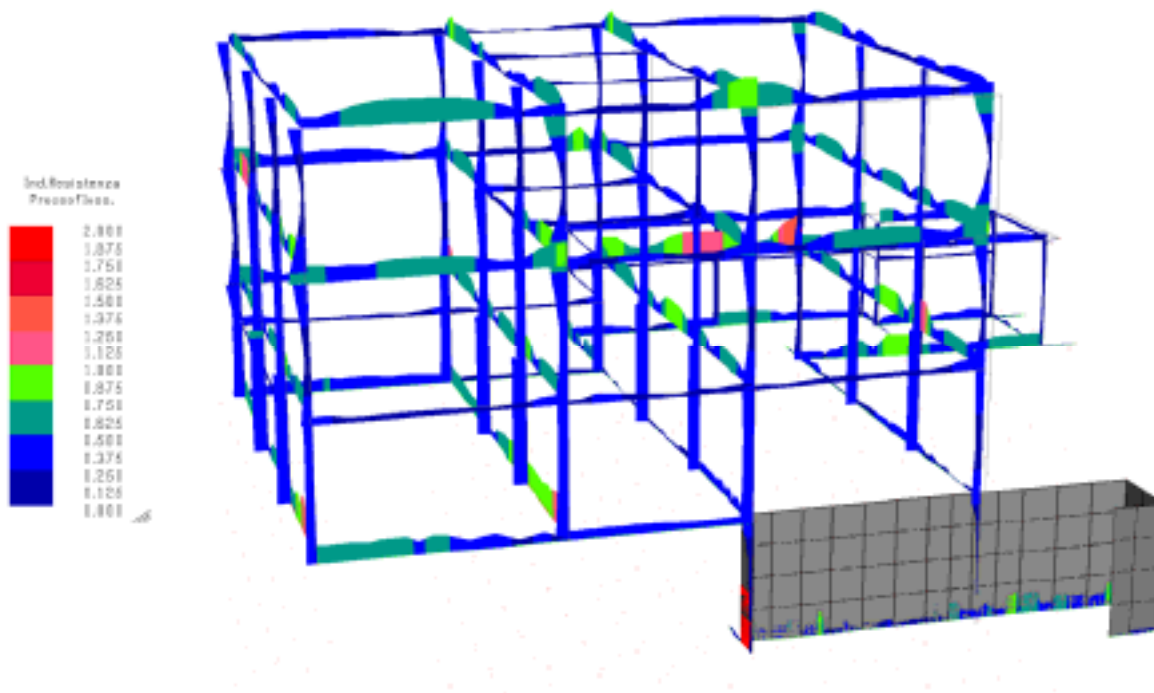
CORPO 3: indici di resistenza a pressoflessione per condizioni statiche slu: fondazione e pali



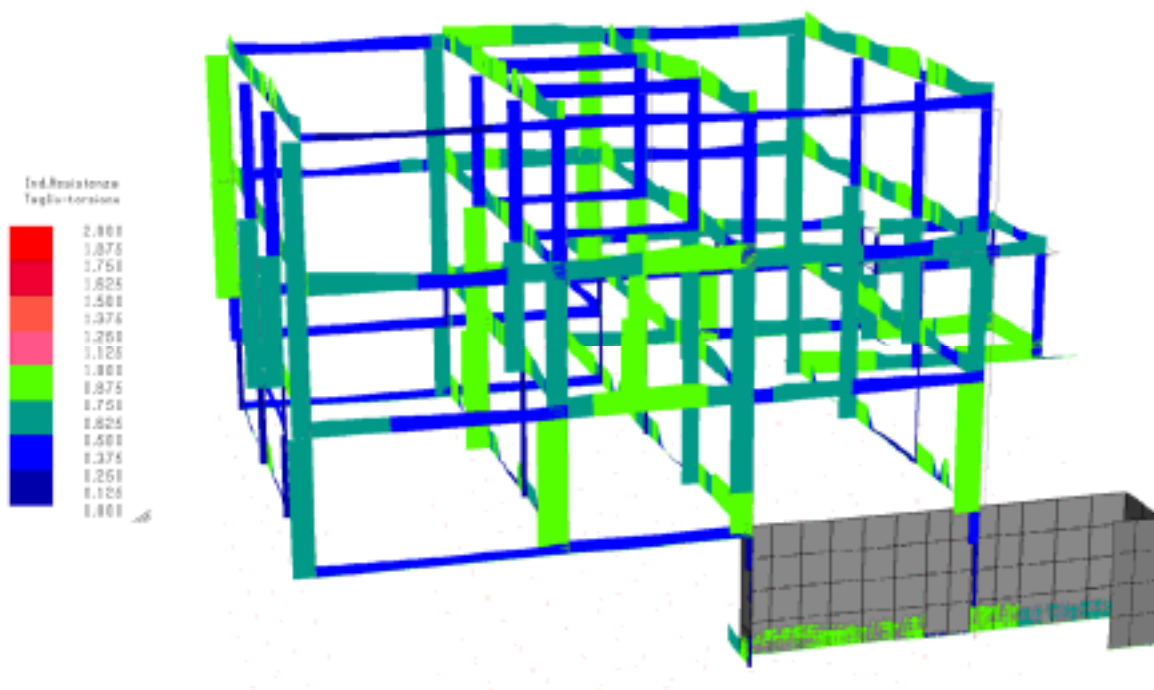
CORPO 3: indici di resistenza a taglio-torsione condizioni statiche slu: fondazione e pali



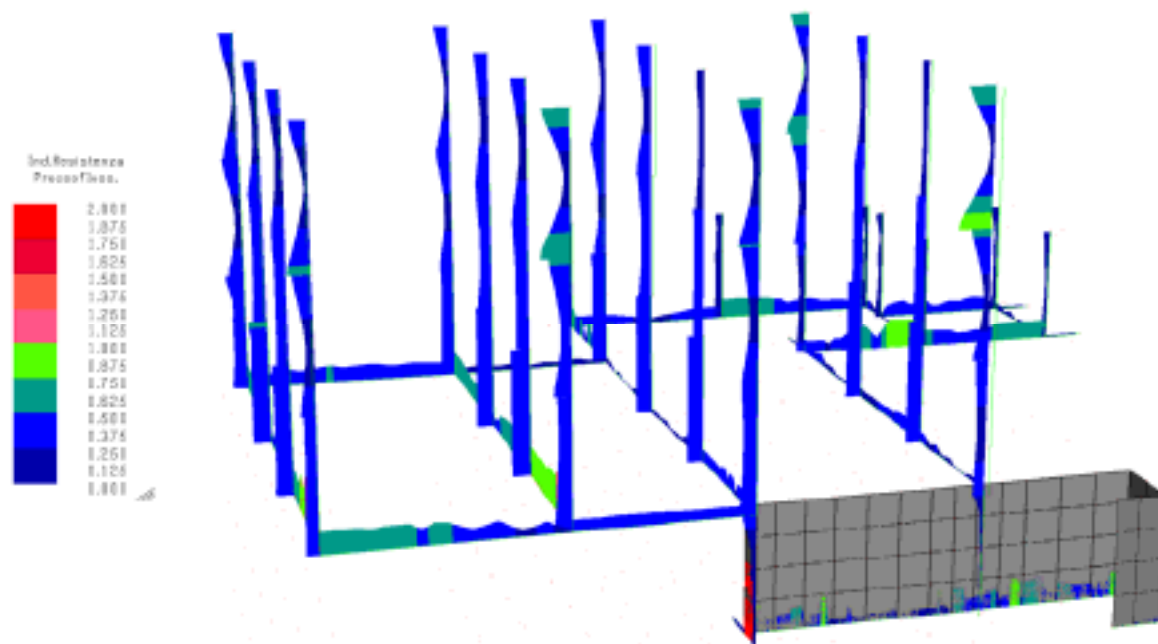
CORPO 3: indici di resistenza a pressoflessione condizioni statiche slu: elevazione



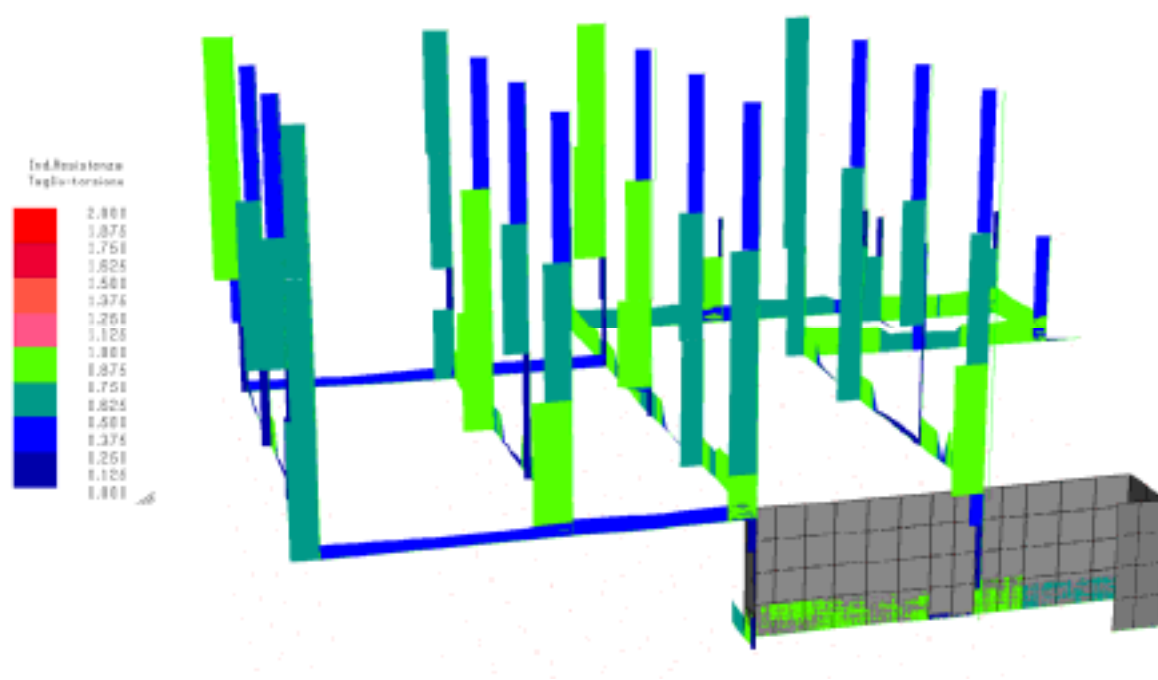
CORPO 3: indici di resistenza a taglio-torsione condizioni statiche slu: elevazione



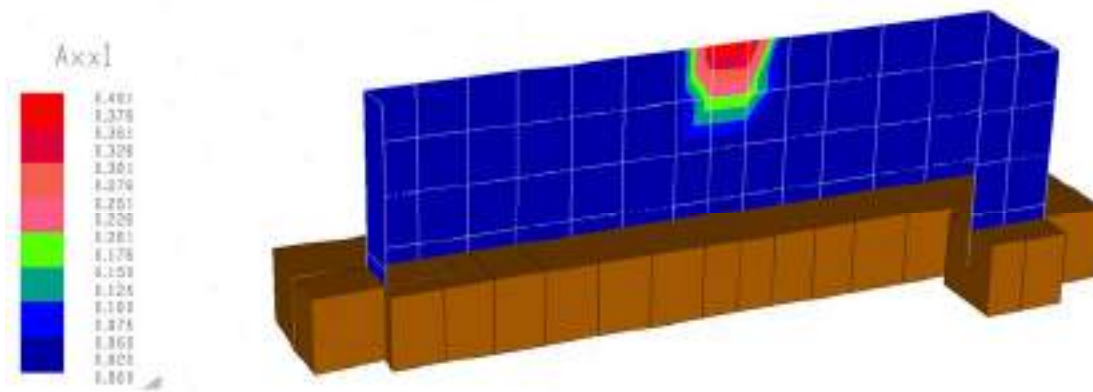
CORPO 3: indici di resistenza di dettaglio a pressoflessione dei pilastri condizioni statiche slu



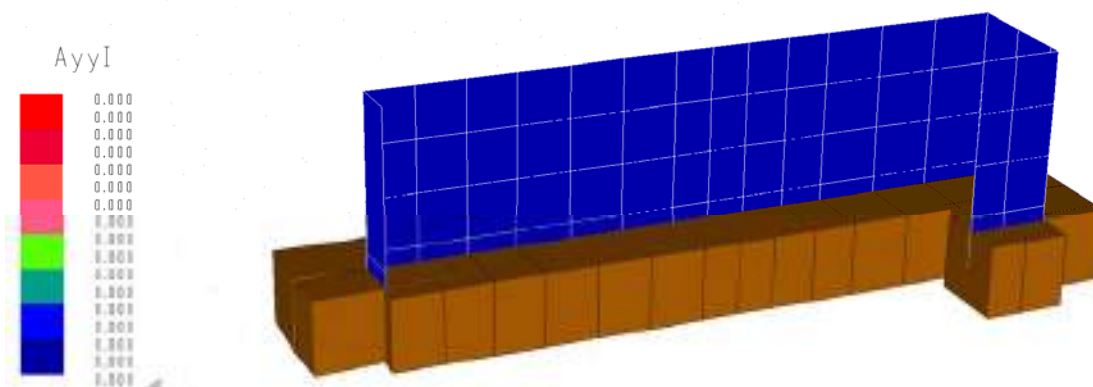
CORPO 3: indici di resistenza di dettaglio a taglio-torsione dei pilastri condizioni statiche slu



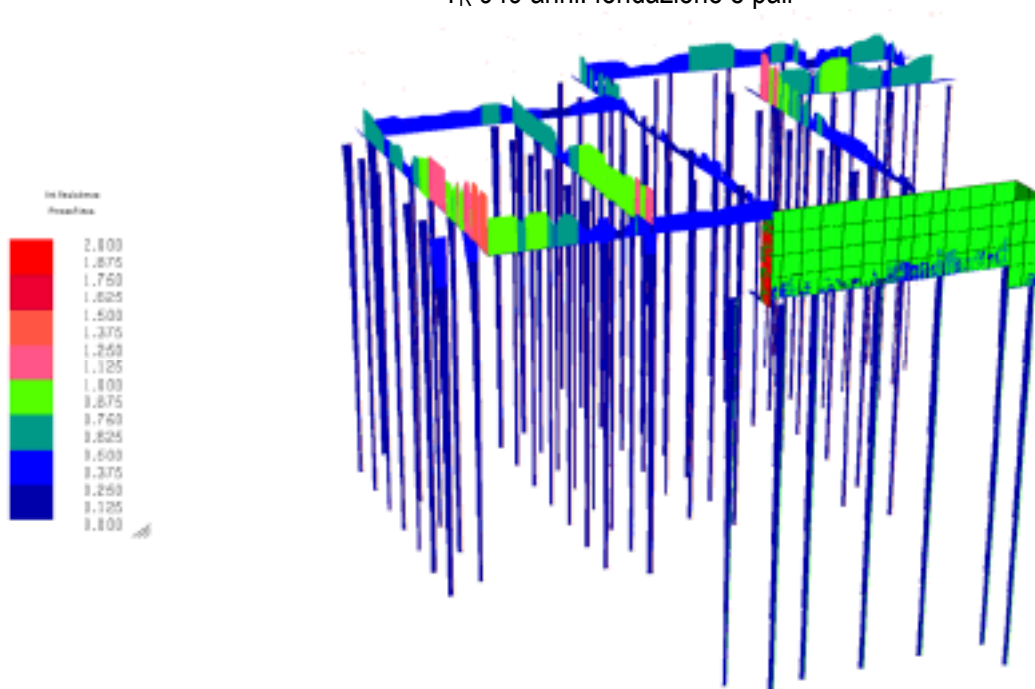
CORPO 3: armatura aggiuntiva orizzontale parete c.a. rispetto alle armature esistenti: condizioni statiche slu



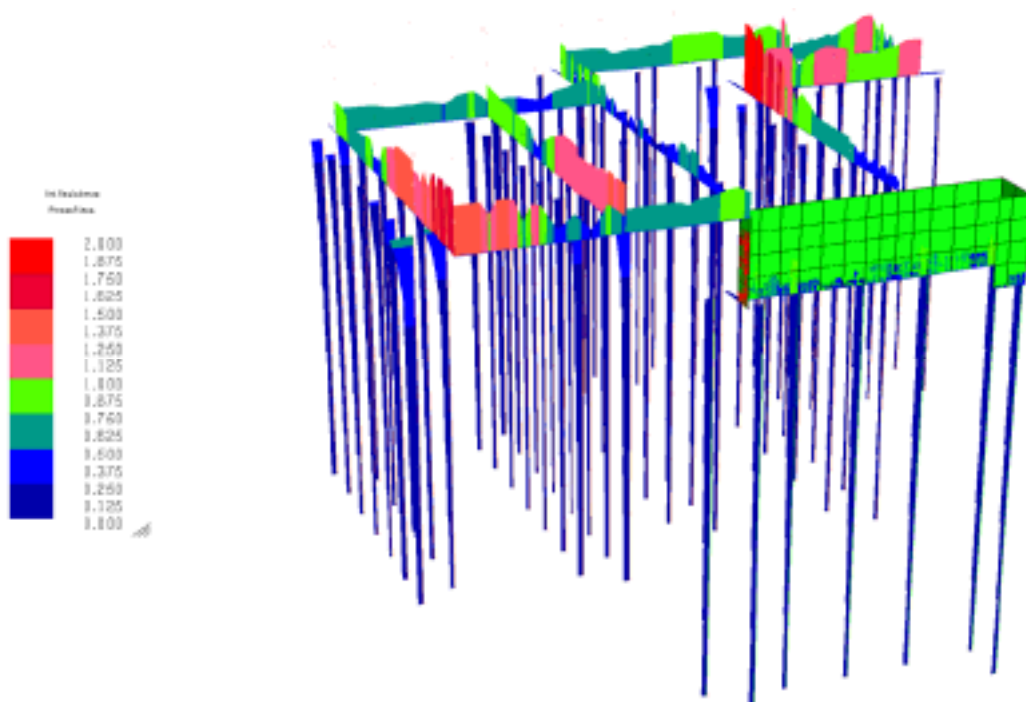
CORPO 3: armatura aggiuntiva verticale parete c.a. rispetto alle armature esistenti: condizioni statiche slu



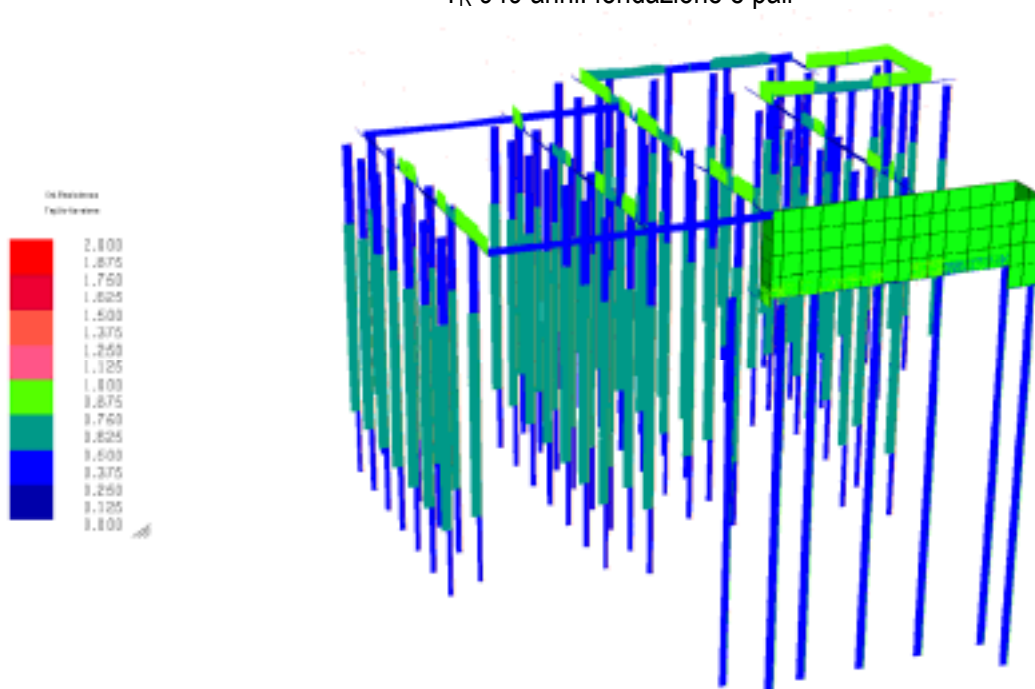
CORPO 3: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



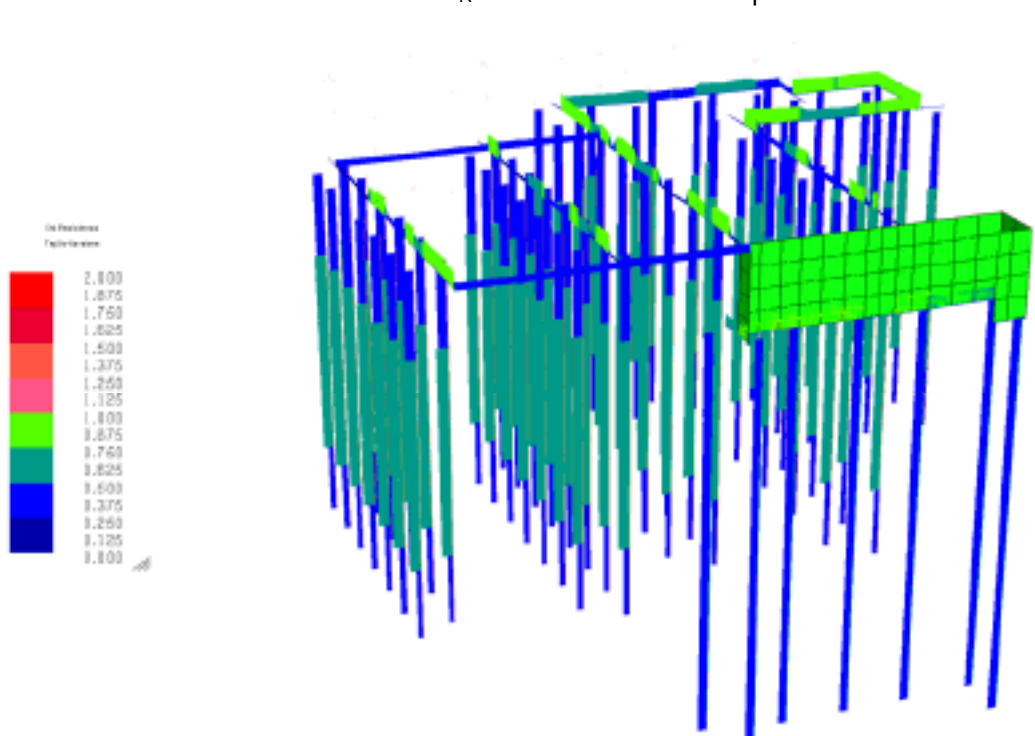
CORPO 3: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



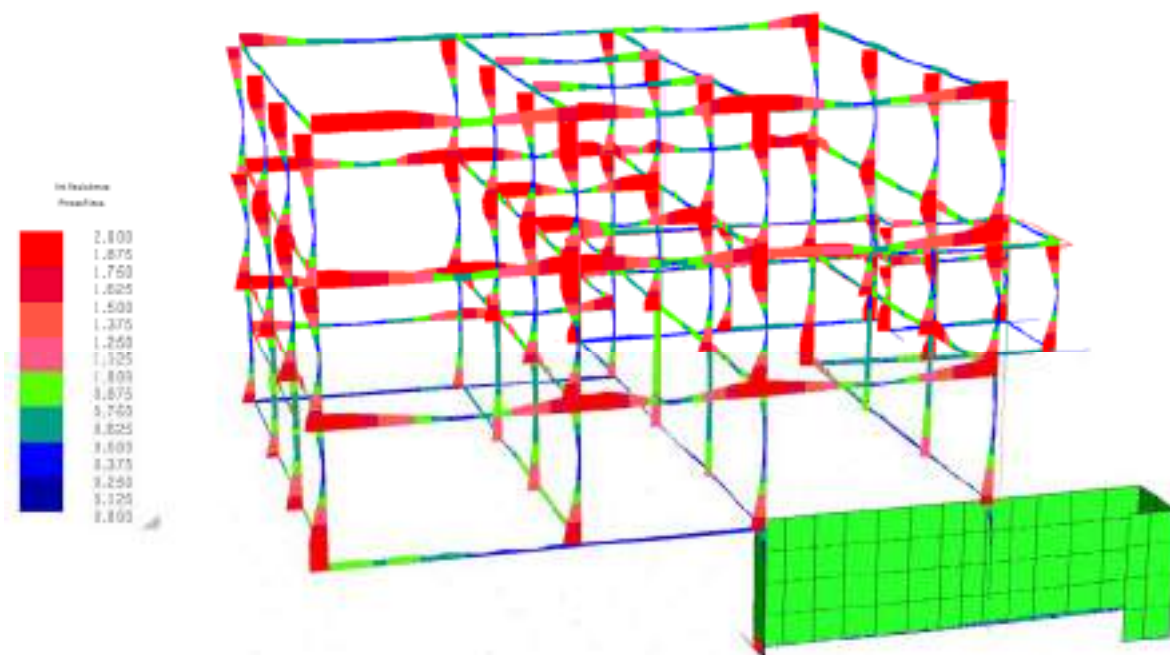
CORPO 3: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



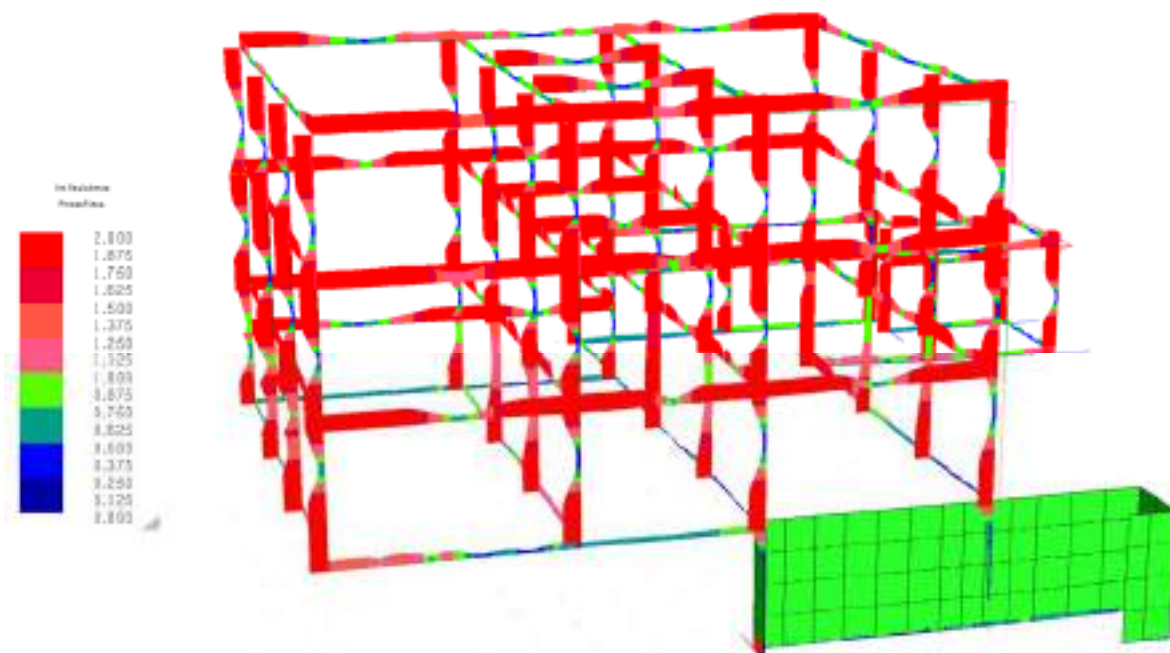
CORPO 3: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e pali



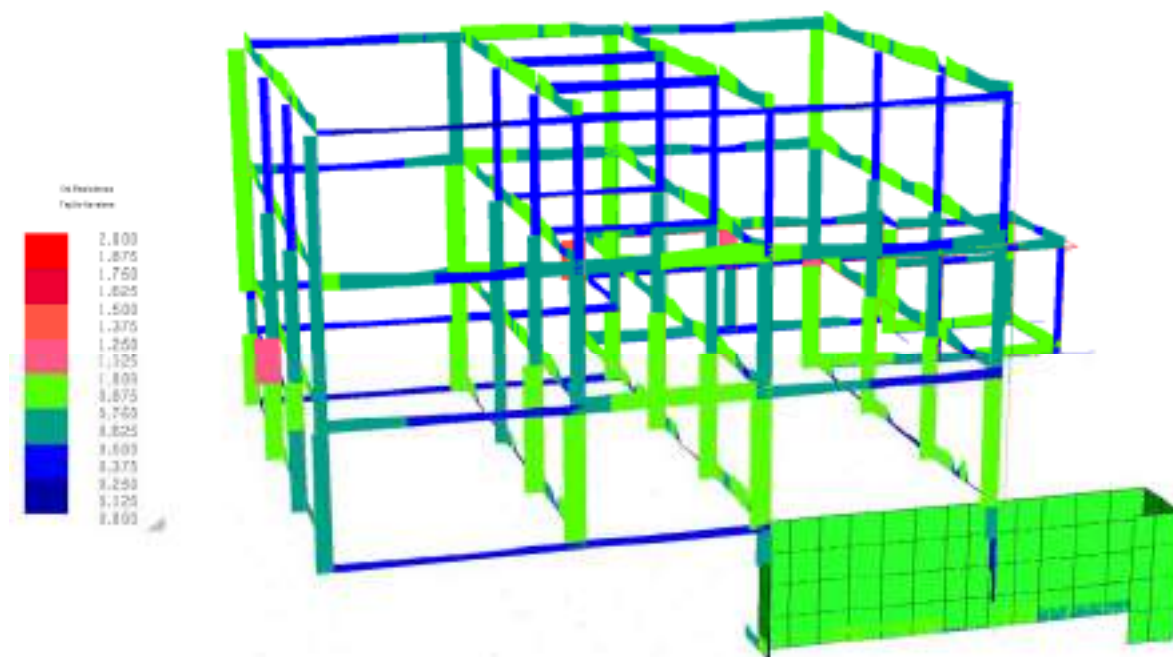
CORPO 3: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



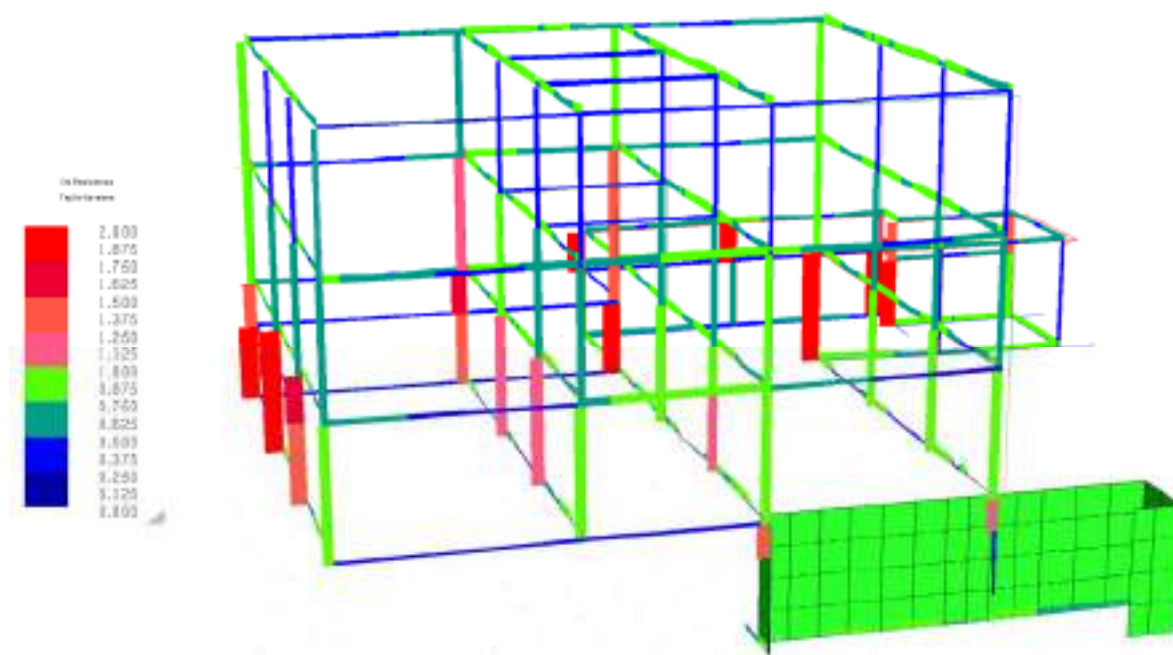
CORPO 3: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



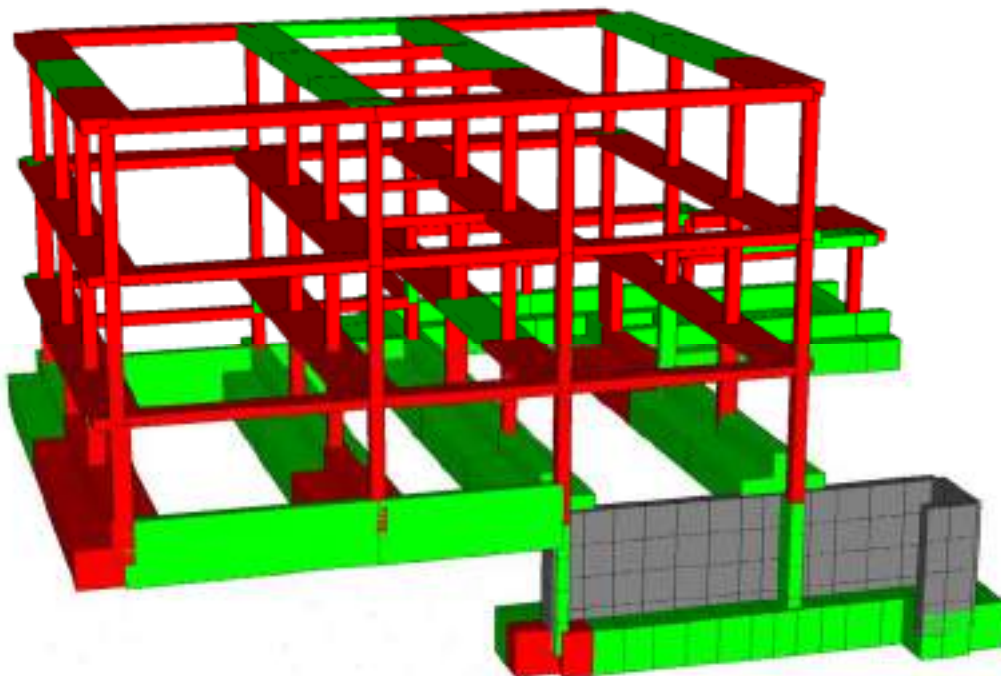
CORPO 3: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



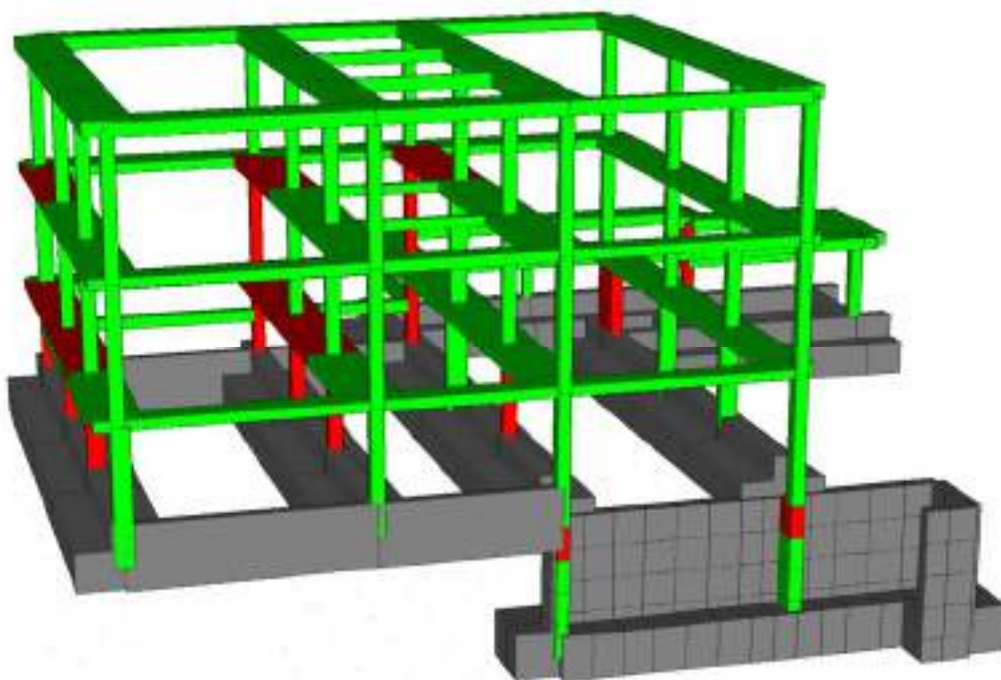
CORPO 3: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



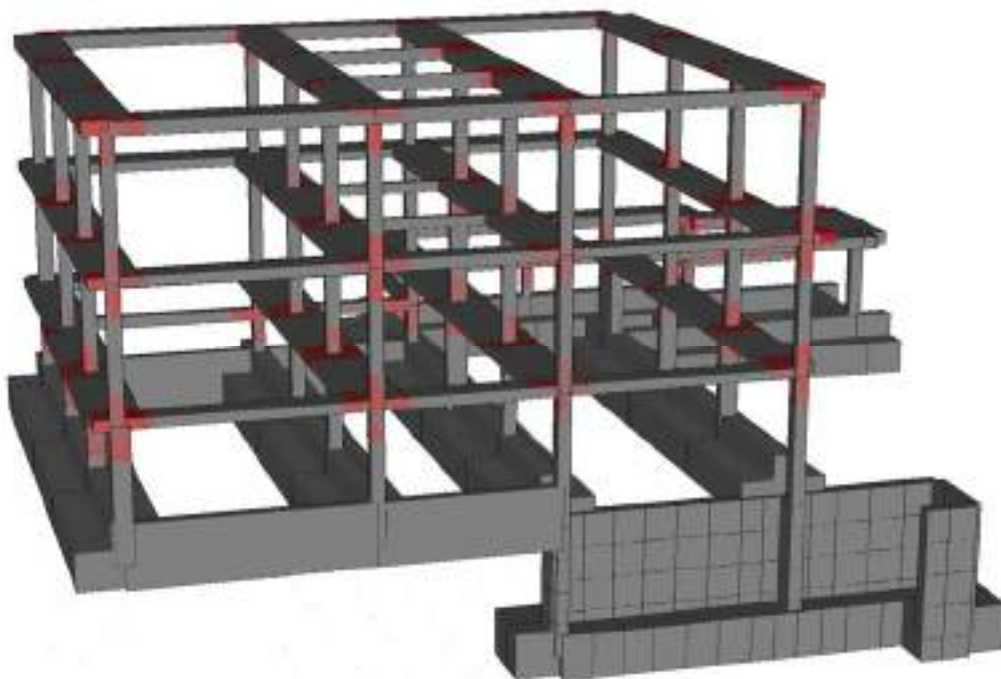
CORPO 3: elementi in rosso non verificati ai meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



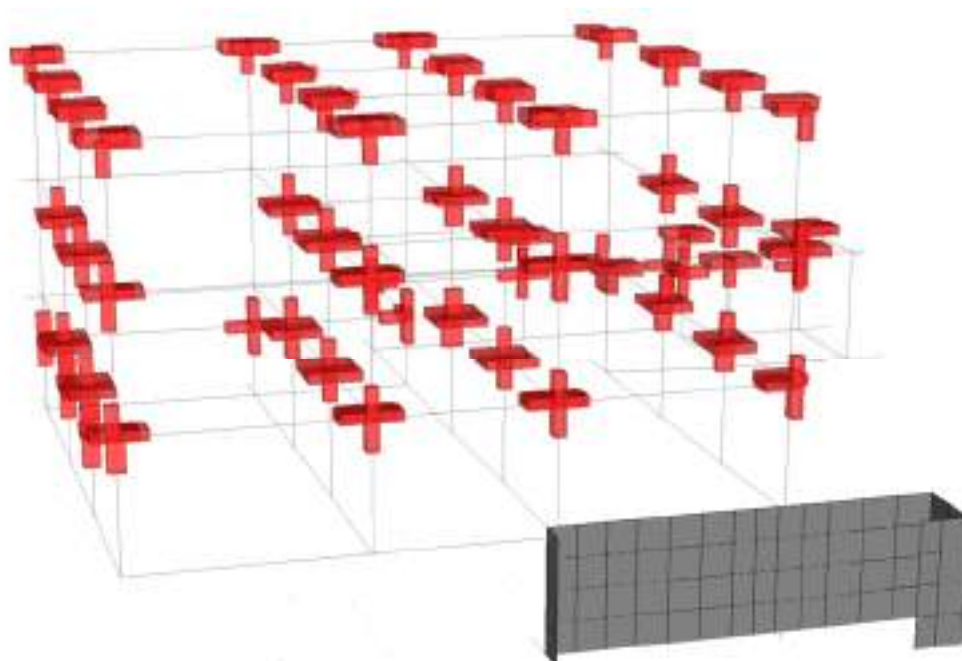
CORPO 3: elementi in rosso non verificati ai meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: elevazione



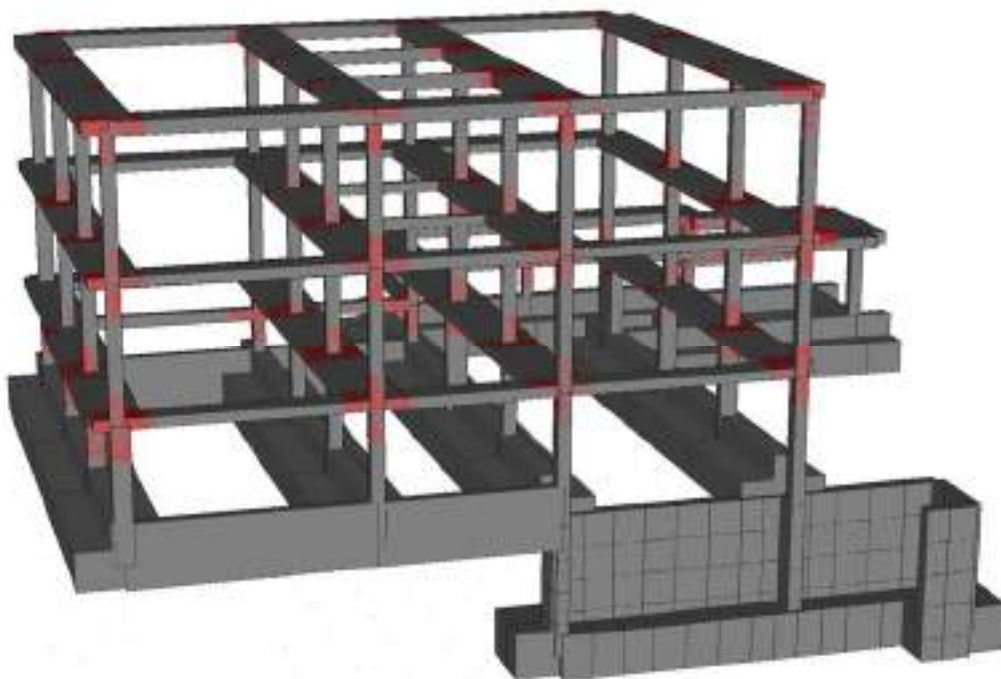
CORPO 3: nodi non verificati in rosso ($q=3.0$) modello tridimensionale T_R 949 anni



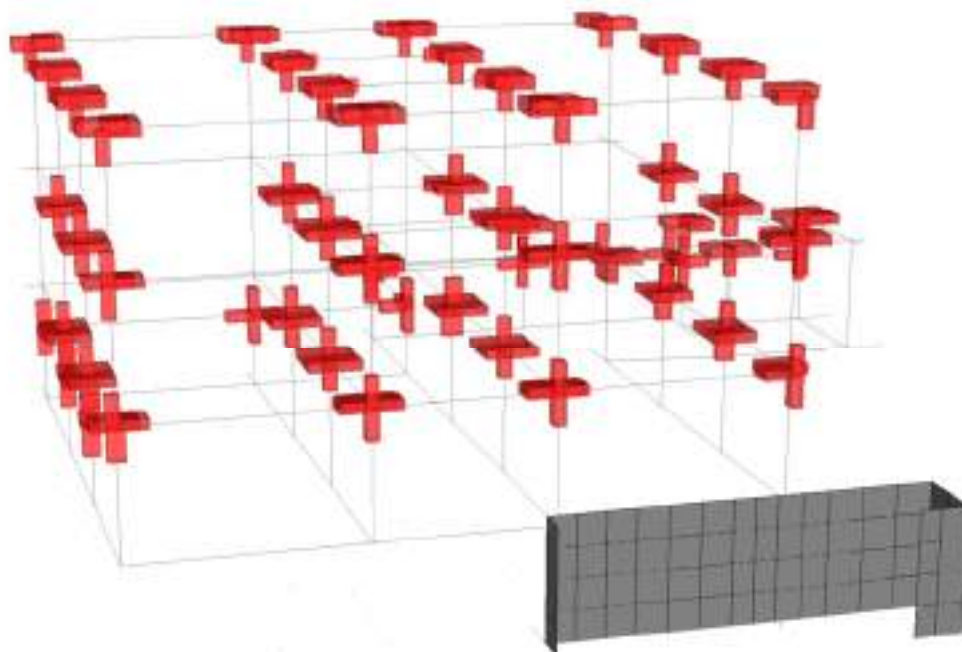
CORPO 3: nodi non verificati in rosso ($q=3.0$) schema unifilare T_R 949 anni



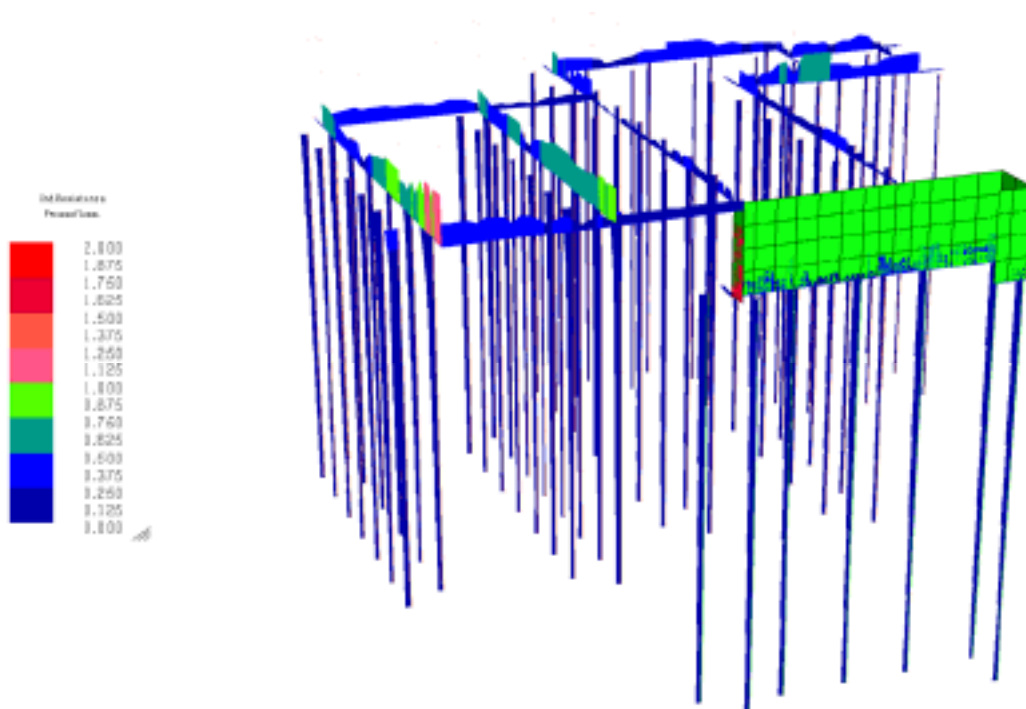
CORPO 3: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) modello tridimensionale T_R 949 anni



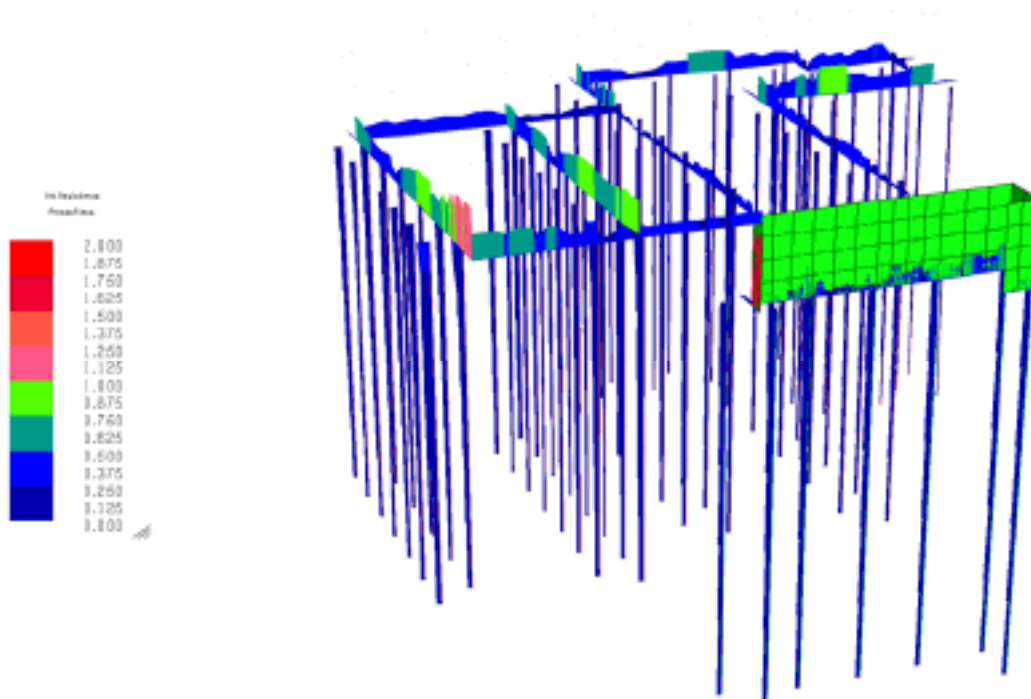
CORPO 3: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) schema unifilare T_R 949 anni



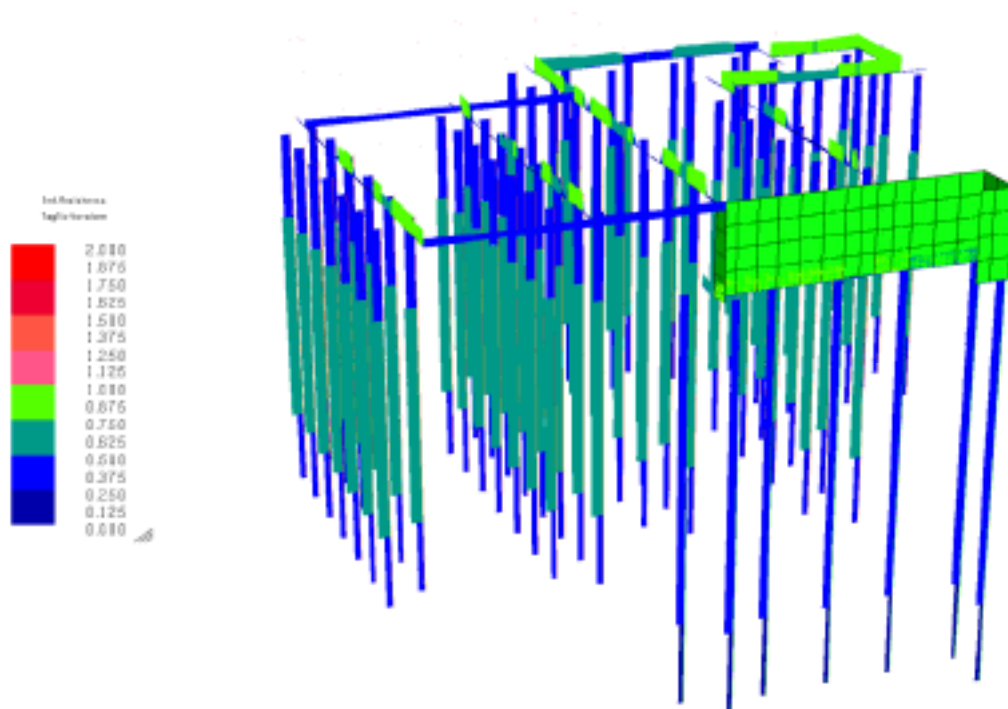
CORPO 3: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



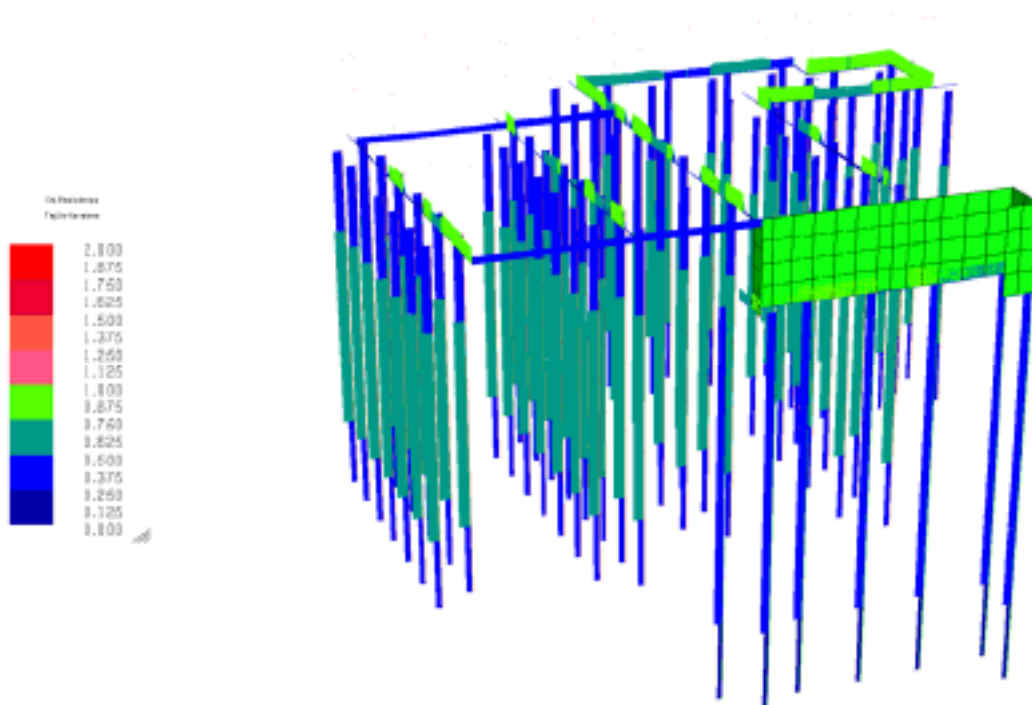
CORPO 3: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



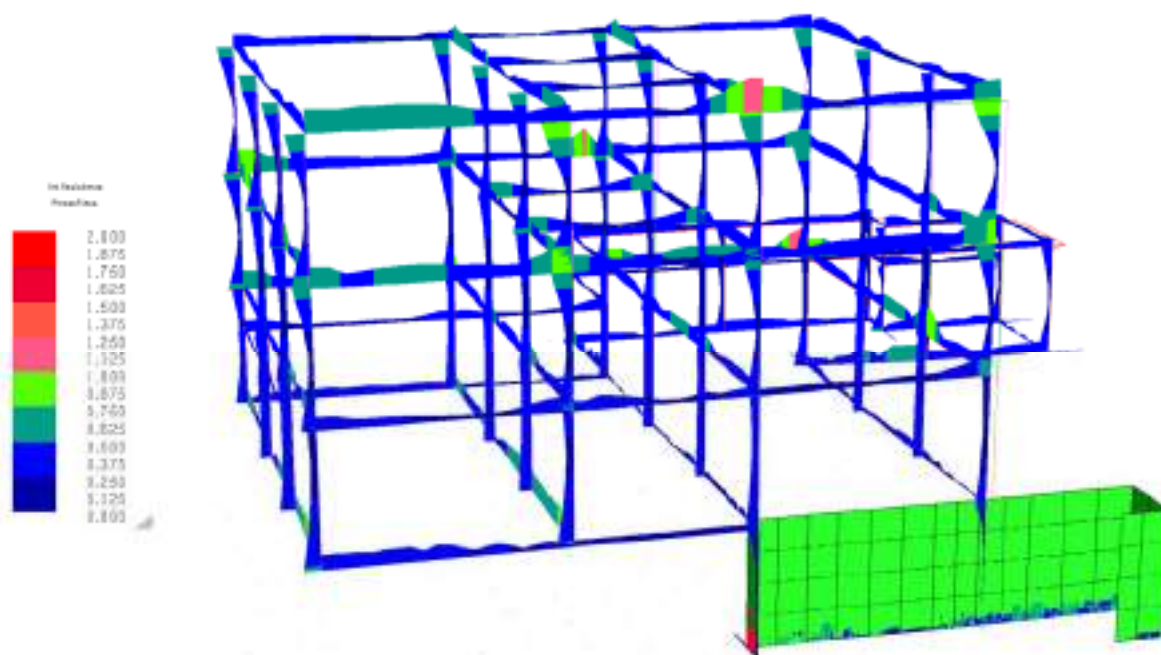
CORPO 3: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



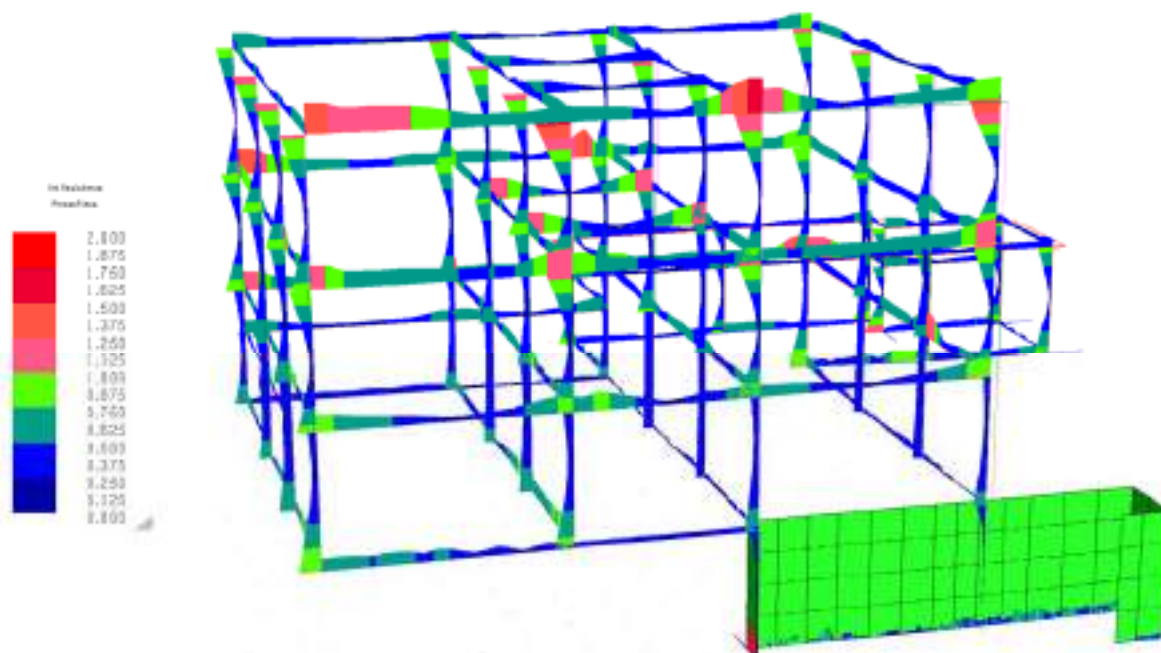
CORPO 3: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: fondazione e pali



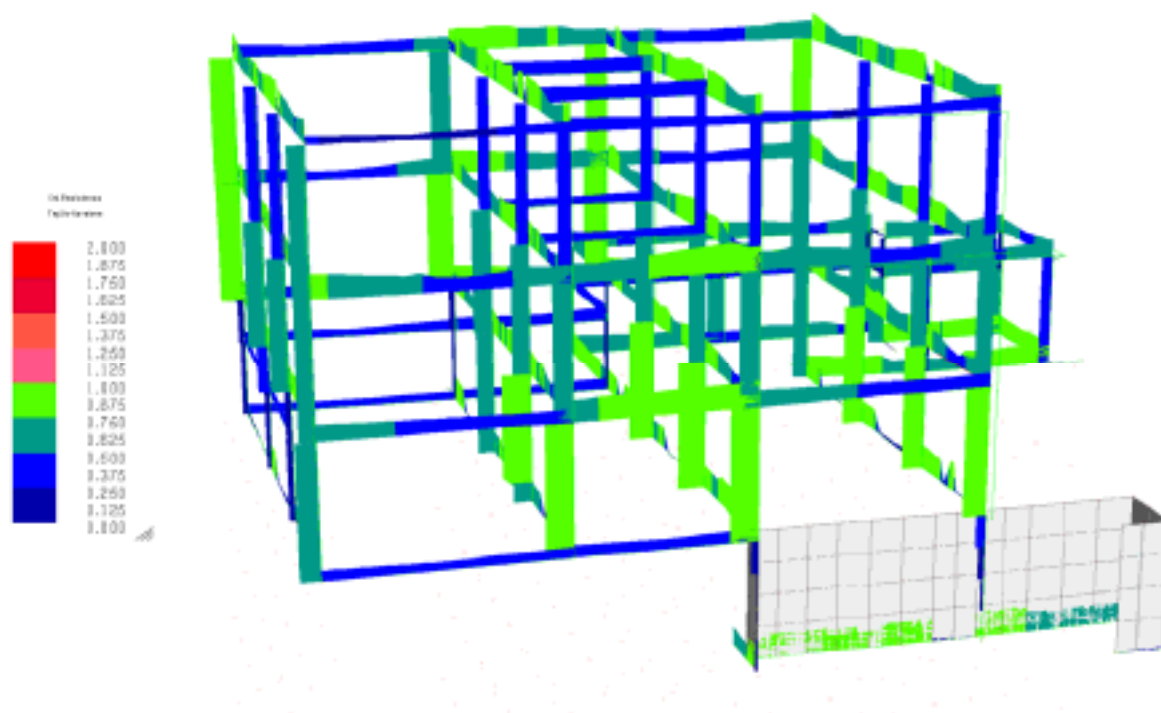
CORPO 3: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



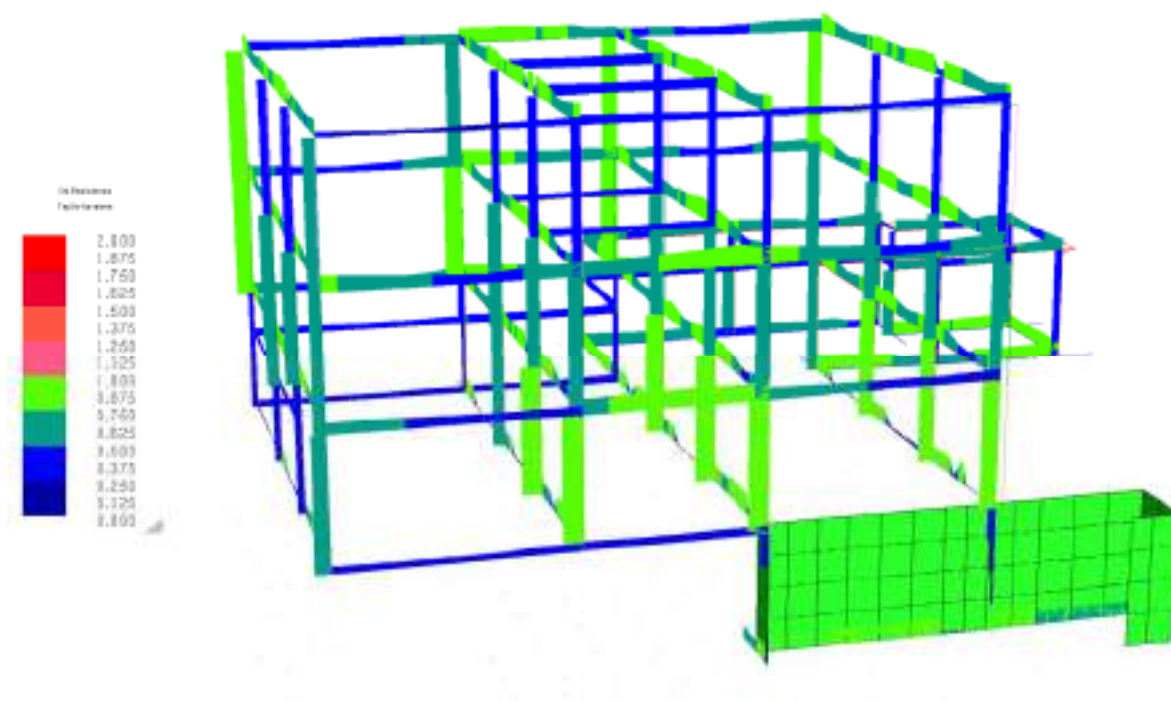
CORPO 3: indici di resistenza slv pressoflessione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



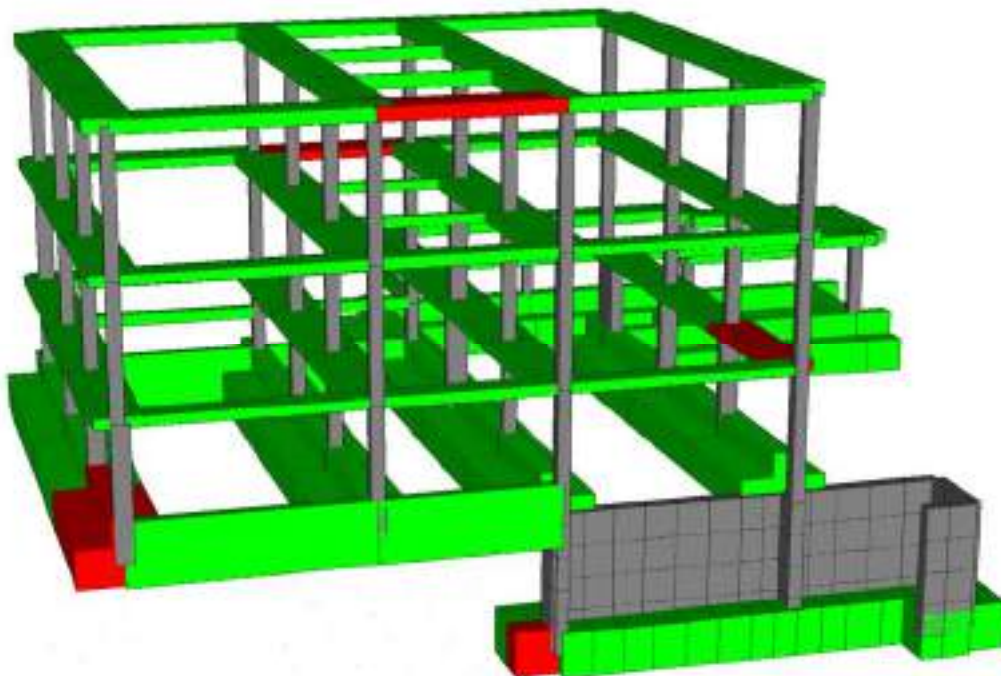
CORPO 3: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



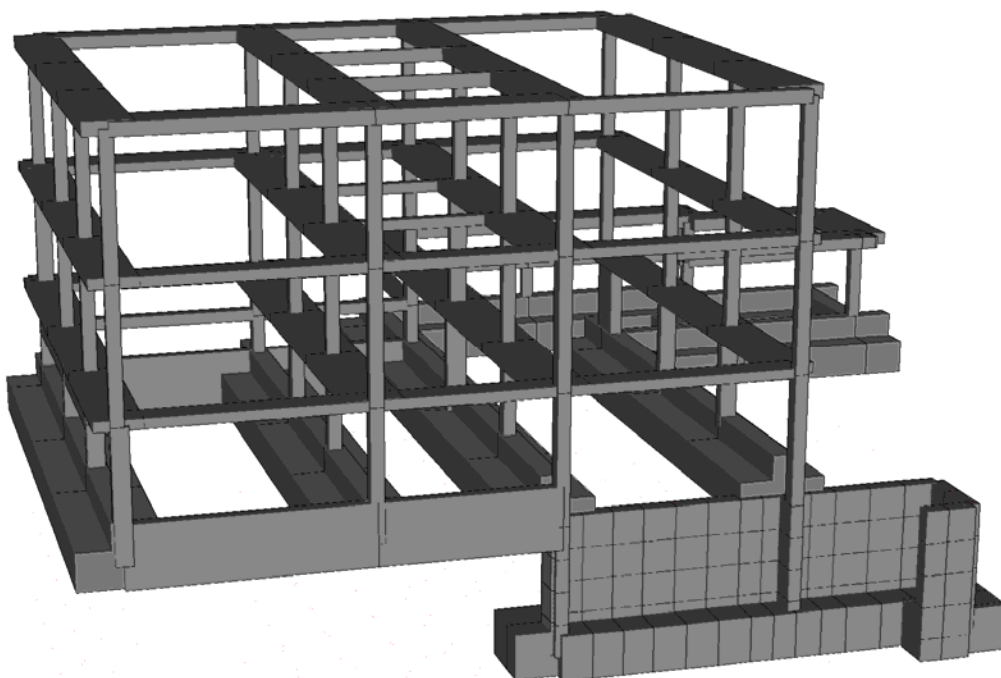
CORPO 3: indici di resistenza slv taglio-torsione meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



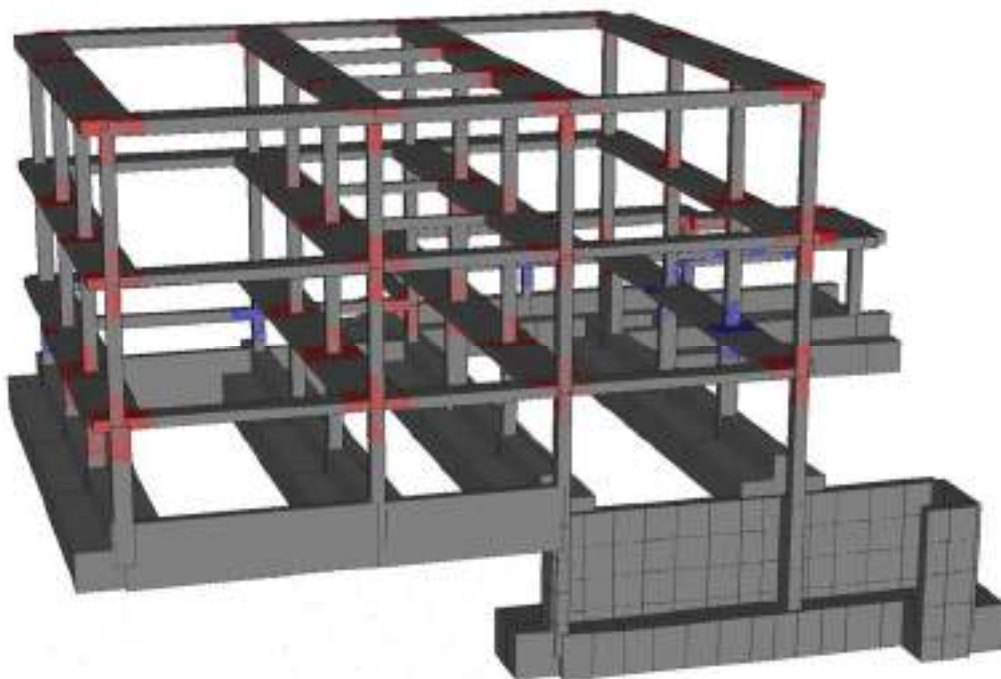
CORPO 3: elementi in rosso non verificati ai meccanismi duttili ($q=3.0$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



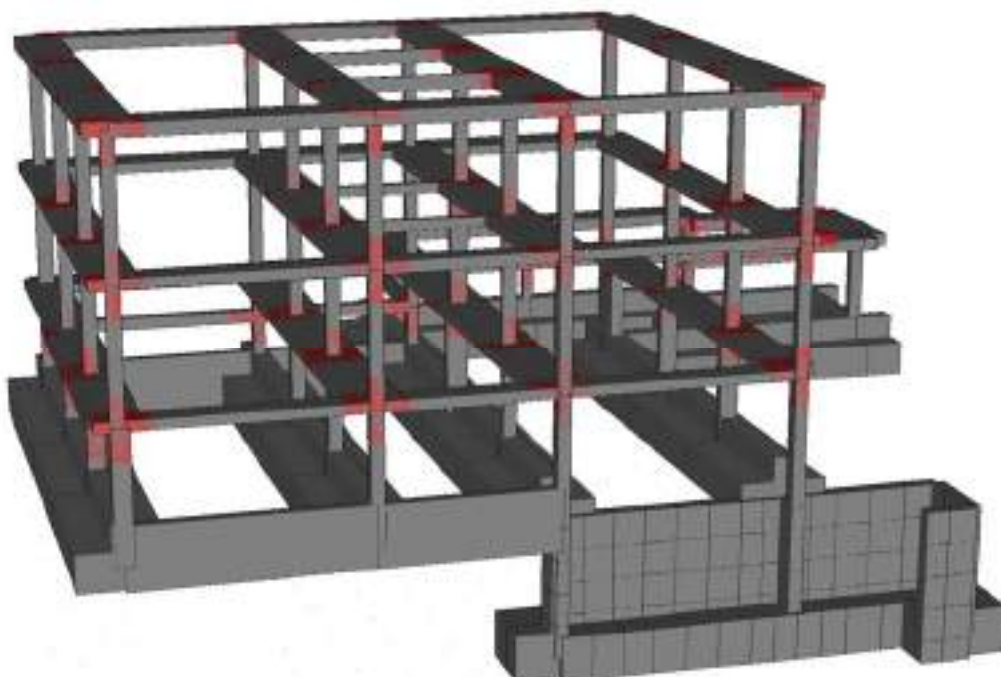
CORPO 3: elementi in rosso non verificati ai meccanismi fragili ($q=1.5$) analisi dinamica lineare
 T_R 30 anni: elevazione



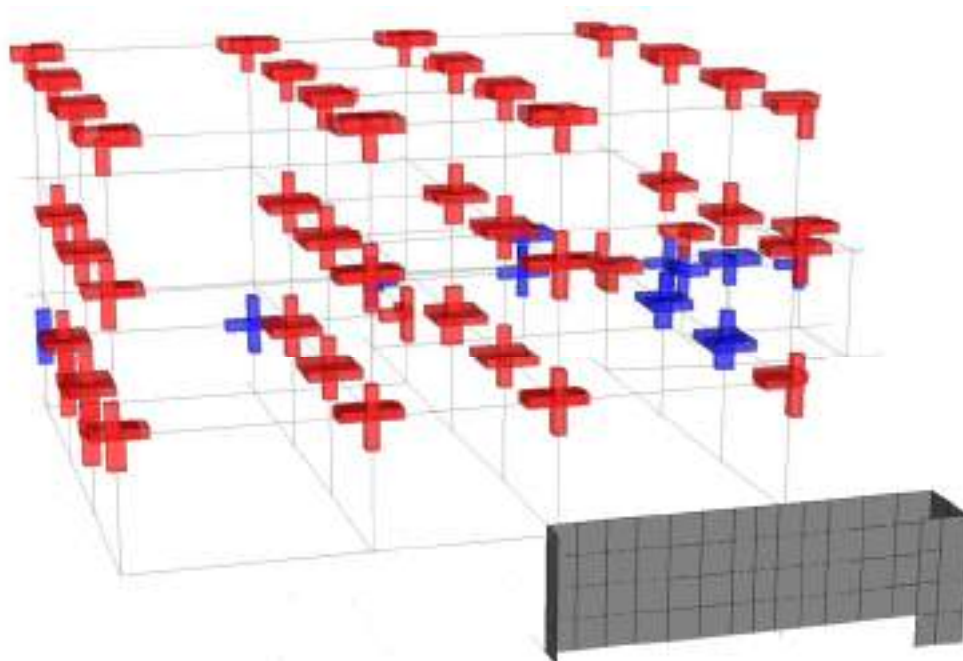
CORPO 3: nodi non verificati in rosso ($q=3.0$) modello tridimensionale T_R 30 anni



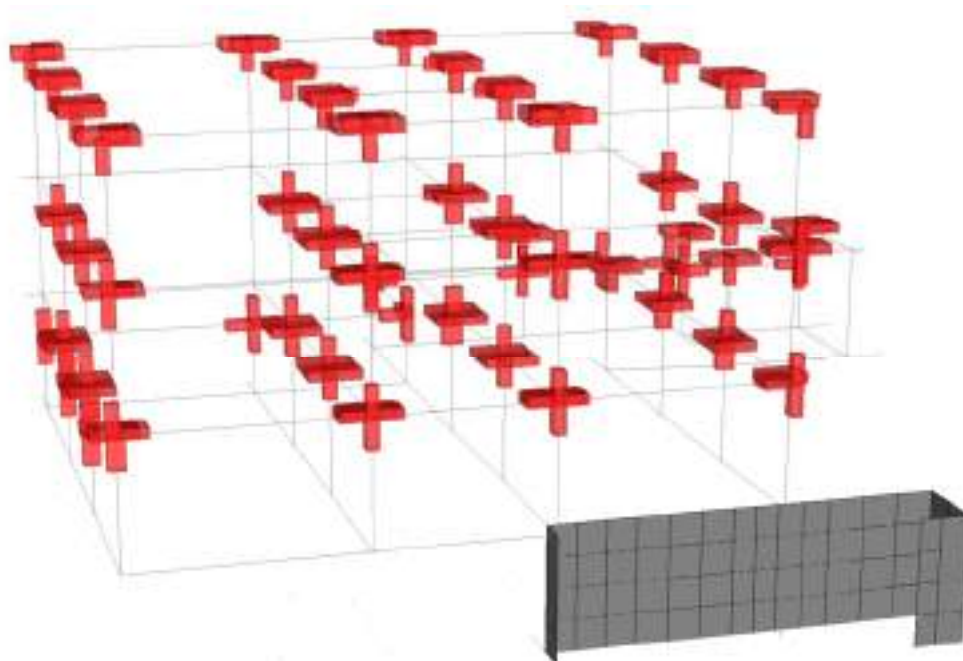
CORPO 3: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) modello tridimensionale T_R 30 anni



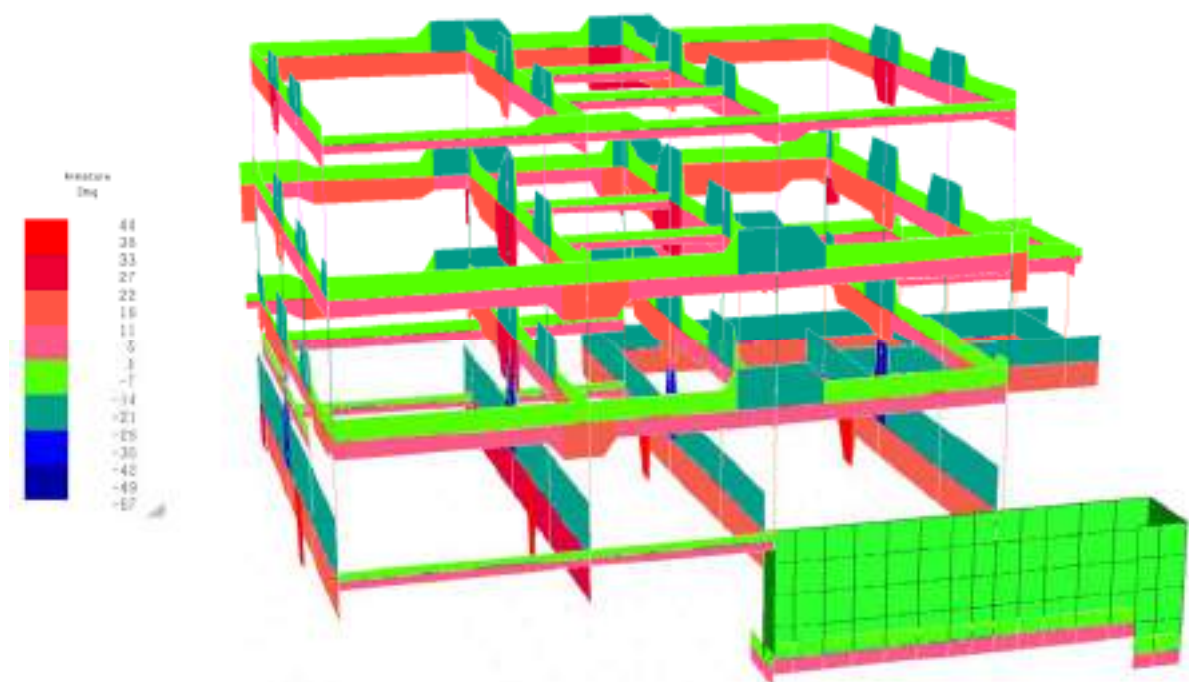
CORPO 3: nodi non verificati in rosso ($q=3.0$) schema unifilare T_R 30 anni



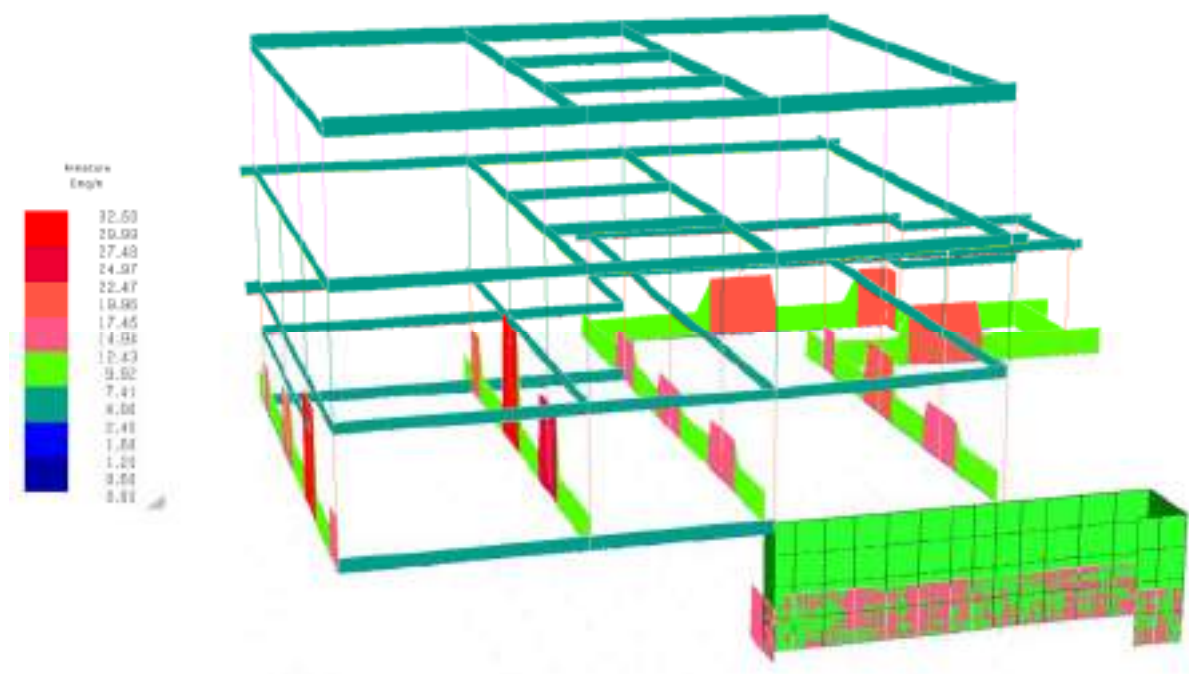
CORPO 3: nodi non verificati in rosso ($q=1.5$) schema unifilare T_R 30 anni



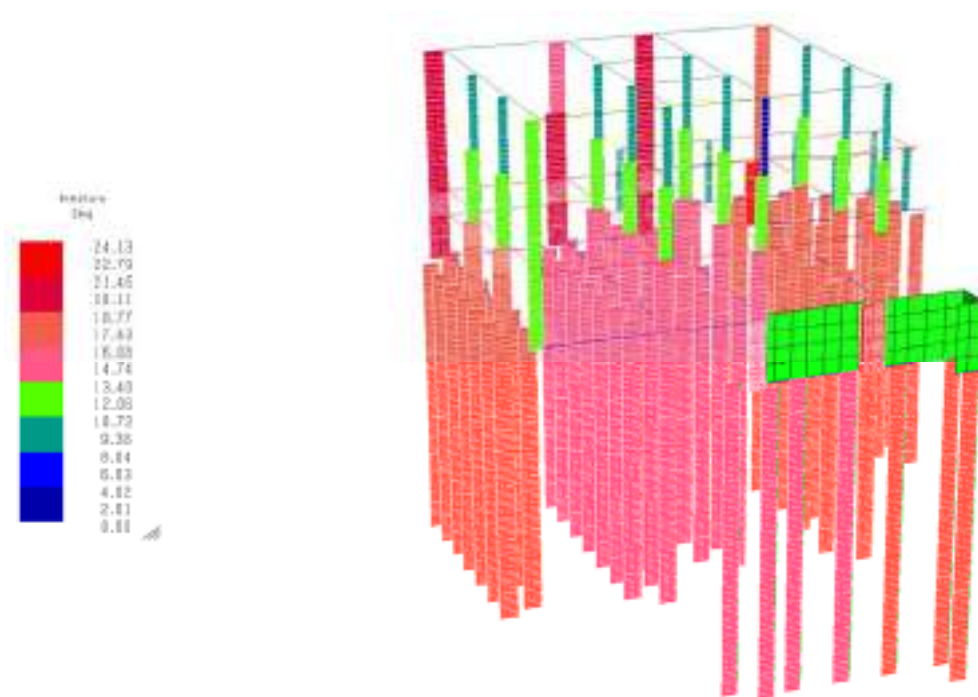
CORPO 3: armatura esistente inferiore e superiore travi in elevazione



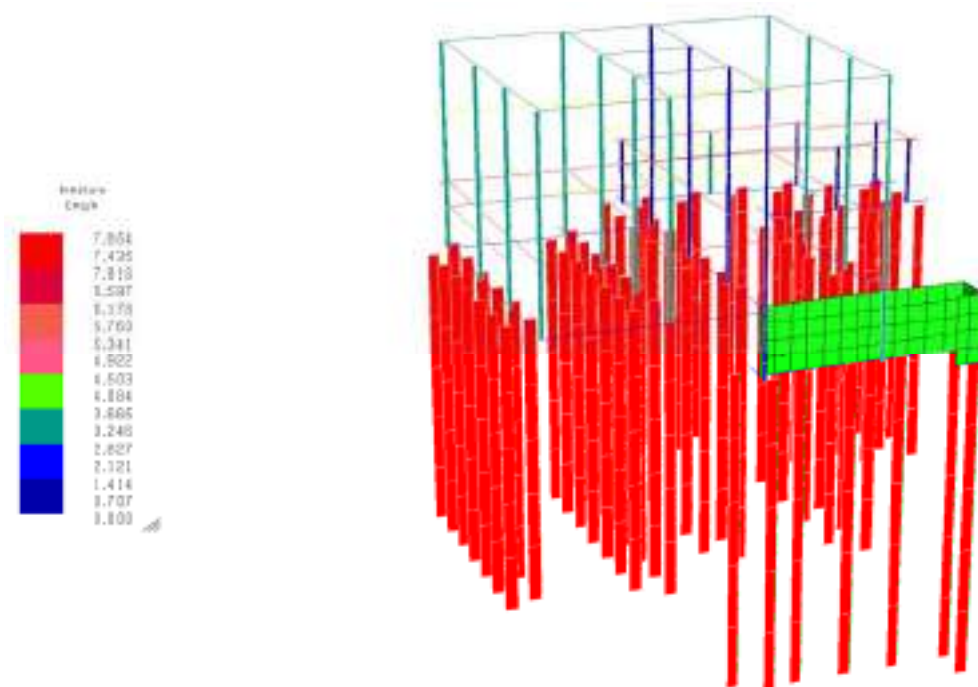
CORPO 3: armatura trasversale esistente travi in elevazione



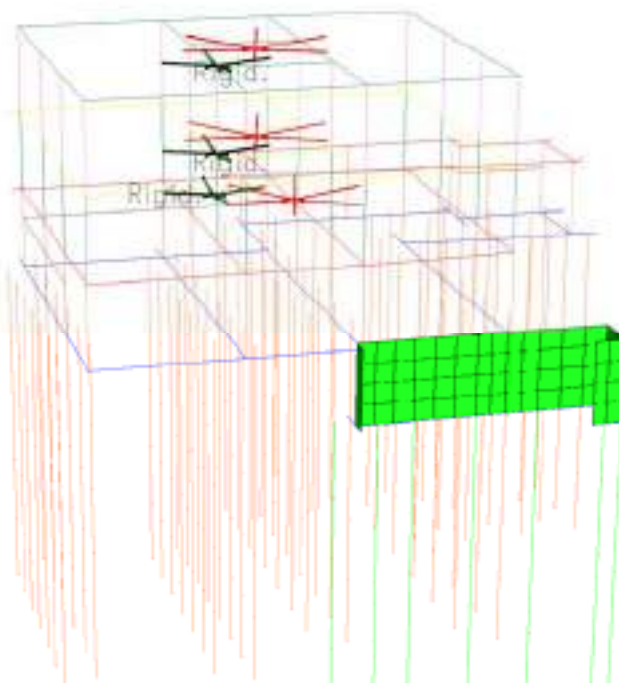
CORPO 3: armatura longitudinale esistente pilastri e pali



CORPO 3: armatura trasversale esistente pilastri e pali



CORPO 3: valutazione del baricentro delle rigidità e del baricentro delle masse



7.0 CORPO 4

7.1 Tipologia dell'edificio

L'edificio si sviluppa con pianta rettangolare ad un unico livello. La quota d'imposta delle fondazioni è posta a 4.40m. La forma rettangolare ha dimensioni molto modeste di metri 2.10x3.60 destinata a centrale termica. L'unico solaio è quello di copertura posto alla stessa quota (7.70m) del terrazzo corpo 3. Il corpo 4 non è stato previsto in progetto, non sono riportati nei disegni esecutivi elementi che ne individuano la sagoma e la funzione, a conferma che è un volume aggiunto successivamente. L'edificio è stato realizzato con struttura in muratura portante a blocchi di pietra naturale (calcarenite) squadrate ad una testa dello spessore di 25cm. La fondazione è in c.a. a trave rovescia senza pali. I solai sono ammorsati su cordoli perimetrali in c.a.



fig. 38 piante corpo 4 evidenziate

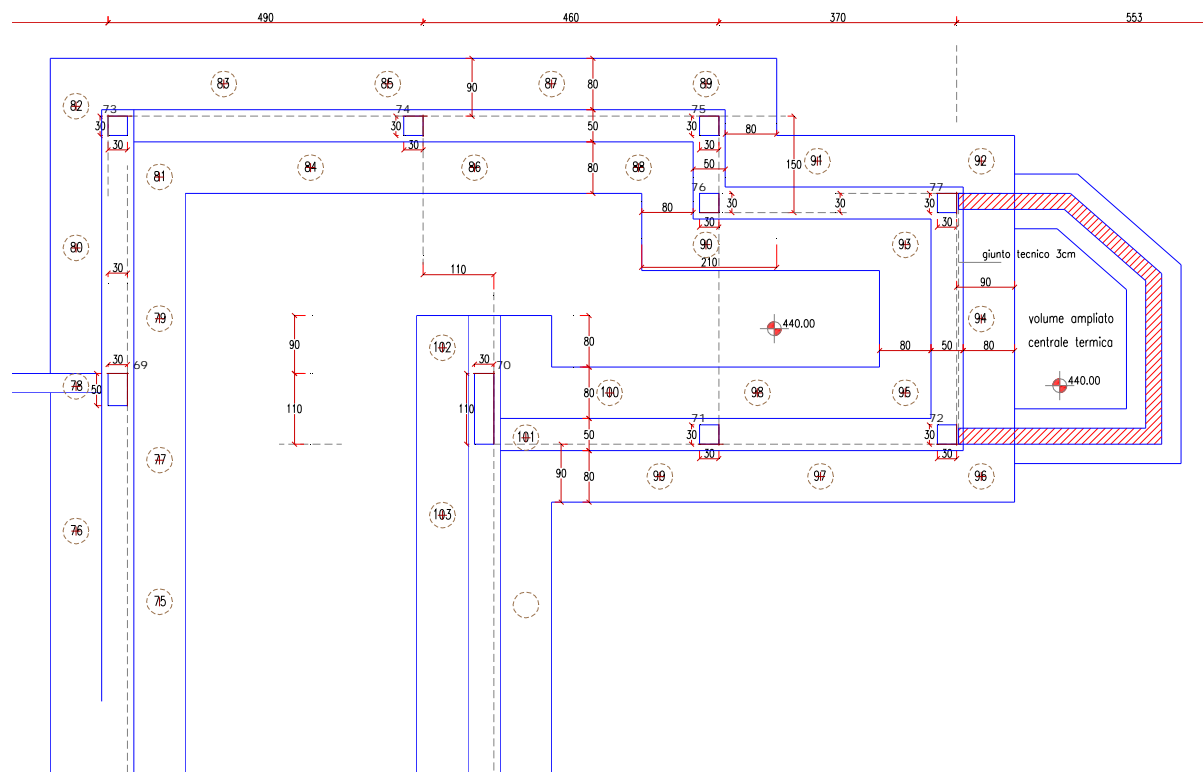


fig. 39 pianta da rilievo corpo 4

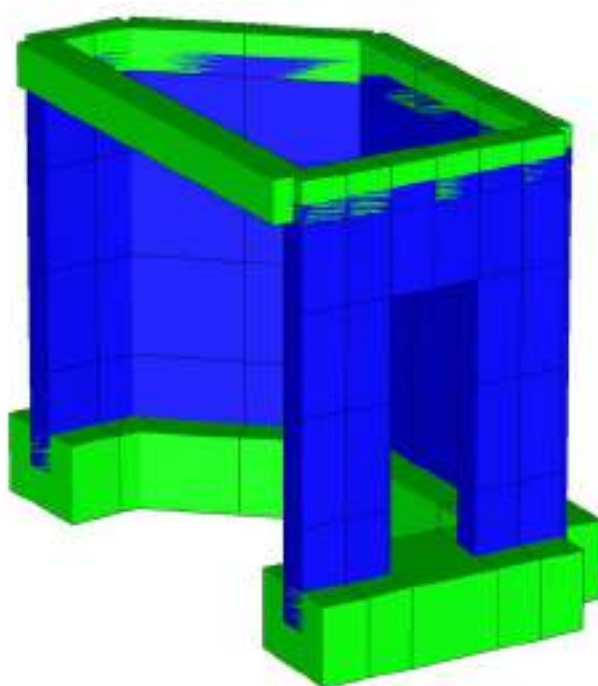


fig. 40 strutture corpo 4

7.2 Identificazione strutturale dell'edificio ed indagini eseguite

Si è constatata la presenza di giunti strutturali da 3cm come riportato nell'elaborato di rilievo Tav. 1. E' stato possibile stralciare l'organismo edilizio di interesse e modellarne la struttura dando vita al corpo 4. Si è potuto associare il carico sulle murature scaturito dall'analisi dei carichi dei solai e dalla tessitura dei solai.

7.3 Strutture di fondazione

Il manufatto ha pareti portanti in muratura poggiate su fondazioni superficiali in c.a. Le caratteristiche geologiche del terreno assunte dalla relazione geologica, hanno permesso di eseguire la verifica geotecnica a breve termine e lungo termine riportata di seguito come rappresentazione grafica. Il metodo utilizzato è quello rinveniente dal modello Brinch-Hansen.

$B=85\text{ cm}$

$H=60\text{ cm}$

$\gamma=1898\text{ kg/m}^3$

$C_u=1.41\text{ kg/cm}^2$

$\phi=0$ (breve termine)

$\phi'=23^\circ$ (lungo termine)

$D=100\text{ cm}$ profondità piano di posa

$C'=1.549\text{ kg/cm}^2$

$\delta=0$ (breve termine) angolo di attrito fondazione-terreno

$\delta=12$ (lungo termine)

$C_a=1.128\text{ kg/cm}^2$ adesione fondazione-terreno (breve termine)

$C_a=C'$ adesione fondazione-terreno (lungo termine)

Condizione statiche breve termine:

- la capacità portante è verificata;
- la verifica a scorrimento perde significato non essendoci forze orizzontali.

Condizione statiche lungo termine:

- la capacità portante è verificata;
- valgono le considerazioni precedenti.

Condizione sismiche breve termine T_R 949 anni:

- la capacità portante è verificata;
- la verifica a scorrimento è soddisfatta.

Condizione sismiche lungo termine T_R 949 anni:

- la capacità portante non è verificata;
- la verifica a scorrimento non è soddisfatta.

Condizione sismiche breve termine T_R 72 anni:

- la capacità portante è verificata;
- la verifica a scorrimento è soddisfatta.

Condizione sismiche lungo termine T_R 72 anni:

- la capacità portante è verificata;
- la verifica a scorrimento è soddisfatta.

7.4 Strutture di elevazione

Le strutture portanti verticali sono realizzate in muratura portante dello spessore di 25 cm. Esse sono realizzate in blocchi squadri di pietra naturale (calcarenite). Lo spessore e la natura del materiale è stata verificata a seguito di saggi.

Date le dimensioni molto modeste del corpo 4, si è ritenuto fare riferimento ai valori minimi dei parametri meccanici previsti dalla tab. C8A.2.1 della circ. n.617 del 2/2/2009. Inoltre lo spessore dei giunti è circa 1 cm, cosicché si è potuto utilizzare il coeff. correttivo dei parametri meccanici previsto dalla tab. C8A.2.2.



fig.41 saggio materiale muratura e verifica giunti corpo4

Tipologia di muratura	f_c	t_c	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre smaccate e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	18
Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	350 580	5,8 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tuffo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16

fig.42 parametri meccanici corpo 4

7.5 Strutture orizzontali

Per la conoscenza di tali strutture si è proceduto al solo rilievo visivo con l'ausilio della termografia. L'impalcato è realizzato in latero cemento con travetti in c.a.p. e getto di completamento in opera. L'interposto laterizio ha funzione di alleggerimento. In analogia agli spessori del solaio adiacente del terrazzo corpo 3, si è assunta la copertura di spessore $H=32\text{cm}$.

Analisi dei carichi solai					
piano	p.p.+perm. kg/m^2	variabili kg/m^2	totali kg/m^2	quota m	H altezza solaio cm
solaio terrazzo	580	200	700	7.70	32

7.6 Livello di conoscenza acquisito e parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica

Data la modesta entità del manufatto e le indagini limitate svolte, si è optato per il livello di conoscenza LC1 e quindi Fattore di Confidenza pari a $FC=1,35$.

In tale caso si è potuta applicare l'analisi dinamica lineare. Si è investigata altresì l'interazione tra la fondazione e la struttura in elevazione.

I principali parametri di calcolo assunti nella valutazione della vulnerabilità sismica, eseguita con il programma di calcolo Mastersap sviluppato da AMV srl sono i seguenti:

	α_u / α_1	α_u / α_1	media	$q_0 = 2 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	K_w	K_R	$q = q_0 K_w \cdot K_R$
Corpo 4	1.4	-	-	2.8	1	1	2.8

latitudine (WGS84) = 40.66945

longitudine (WGS84) = 16.59636

Vita nominale costruzione 50 anni

Classe d'uso costruzione IV

Vita di riferimento 100 anni

Spettro di risposta Stato limite ultimo
slv

Probabilità di superamento periodo di riferimento 10

Tempo di ritorno del sisma 949 anni

Località' Matera - (MT)

ag/g 0.1762

F0 2.54

Tc* 0.35

Categoria del suolo C

Fattore topografico 1.2

Coefficiente di smorzamento 5%

Eccentricità accidentale 5%

Numero di frequenze 12

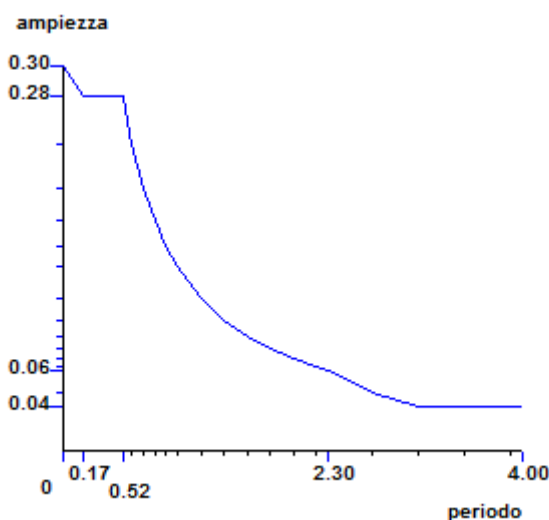
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	$q_{or} = 2.8$ [$q_{0X} = 2.8$ $q_{0Y} = 2.8$ $k_w = 1$ $K_r = 1$]
Duttilita'	Bassa Duttilita'
Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

Fattore di importanza γ_i 1 applicato

Spettri orizzontali:

Num. Periodo A.slu X

1	0.000	0.3027
2	0.173	0.2785
3	0.520	0.2785
4	0.600	0.2412
5	0.700	0.2068
6	0.800	0.1809
7	0.900	0.1608
8	1.000	0.1447
9	1.200	0.1206
10	1.400	0.1034
11	1.600	0.0905
12	1.800	0.0804
13	2.000	0.0724
14	2.200	0.0658
15	2.305	0.0628
16	2.700	0.0458
17	3.100	0.0352
18	3.500	0.0352
19	3.900	0.0352
20	4.000	0.0352



Si assumono i parametri meccanici riportati al § 7.4 ed inoltre:

travi di fondazione

Rcm	244 kg/cm ²
f_{ym}	3800 kg/cm ²
Fc	1.35

Le verifiche sono state condotte agli SLU assumendo per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / \gamma_c$$

dove

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{cm} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85 per edifici nuovi.

Anche per il corpo 4 valgono le osservazioni eseguite al § 4.6 per cui si opta adottare il valore di $\alpha_{cc} = 1$.

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{ym} / \gamma_s$$

dove:

$\gamma_s = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{ym} per armatura ordinaria è la tensione media di snervamento dell'acciaio ottenuta dalle prove.

7.7 Carichi e combinazione dei carichi

L'analisi statica è l'analisi dinamica lineare sono state condotte combinando le condizioni di carico:

condizione di carico 1	condizione di carico 2	condizione di carico 3	condizione di carico 4	condizione di carico 5	condizione di carico 6	condizione di carico 7
peso proprio	-	-	-	variabili categoria A	-	-

permanenti

L'azione variabile vento è stata trascurata data la modesta entità del manufatto.

Sono state applicate le seguenti combinazioni di carico ruotando l'azione dominante:

dinamica:

$$E + G_1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

G_1 = condizione 1 + spinte e forze inerziali

$$\psi_{21} = \psi_{22} = 0.3$$

Q_{k1} = variab. cat. A

statica; azione dominante cat. A:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{q1} = 1.5$$

G_1 = condizione 1

Q_{k1} = variab. cat. A

7.8 Individuazione della PGA_D di domanda e della PGA_C di capacità allo SLV e valutazione dell'indicatore di rischio

L'individuazione della PGA_D avviene grazie al contributo della relazione geologica dalla quale si desume categoria suolo C

$S_s=1.431$ coeff. di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.2$ coeff. di amplificazione topografica

$A_g/g = 0.1762$

$PGA_D = A_g/g \cdot S_s \cdot S_T = 0.303$

In termini di capacità il periodo di ritorno minimo a cui la struttura è in grado di resistere è $T_R=72$ anni

$PGA_C = 0.106$

L'indicatore di rischio per la struttura in esame allo SLV è dunque dato dal seguente rapporto:

$I_{r_{slv}} = 0.106/0.303 = 0.350$

$0.224 \leq I_{r_{slv}} \leq 1$

7.9 Sintesi degli interventi proposti

Dalla verifica del corpo 4 in condizioni statiche emerge che:

i maschi murari sono verificati per i seguenti stati tensionali

- tensioni verticali;
- taglio;
- pressoflessione nel piano;
- pressoflessione fuori dal piano

gli elementi in c.a. fondazione e cordoli sono verificati per i seguenti stati tensionali

- pressoflessione;
- taglio-torsione;

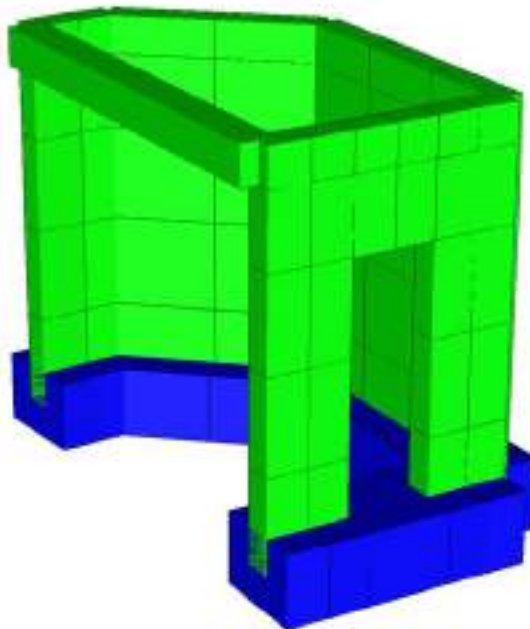
Gli stessi stati tensionali non sono verificati per $T_R=949$. Sono tutti verificati per l'azione sismica indotta da $T_R=72$ anni.

A seguito delle criticità emergenti dall'analisi di vulnerabilità sismica, al fine di aumentare la sicurezza della struttura nei confronti delle azioni sismiche, si propongono di seguito gli interventi finalizzati a tale scopo.

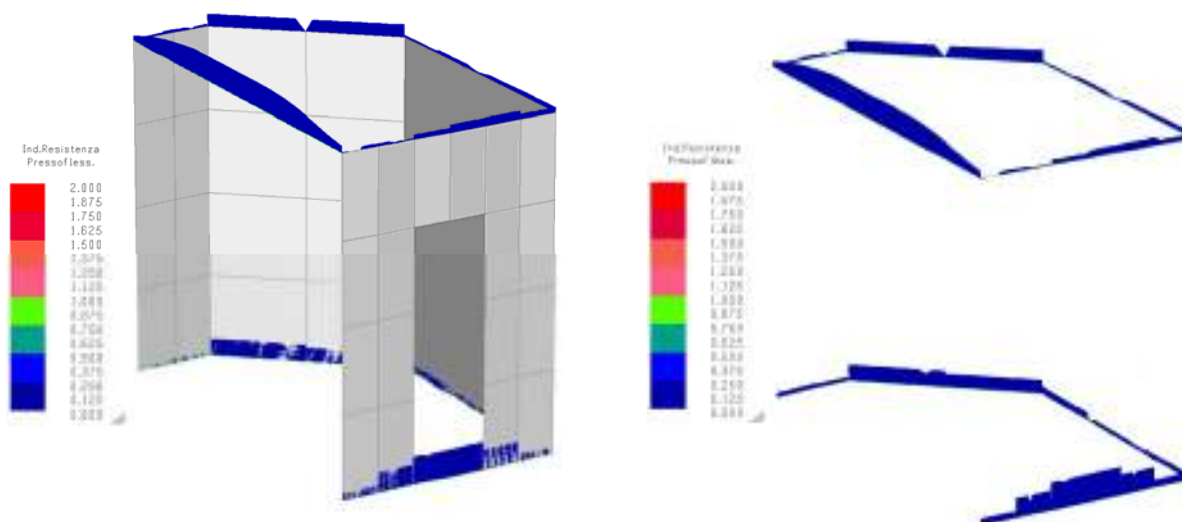
- L'intervento proposto consiste nell'eseguire fasciature con materiali compositi FRP o SRM (Steel Reinforced Mortar) con fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza impregnato con matrice inorganica tixotropica a bassissimo contenuto di polimeri petrolchimici da applicarsi direttamente alla struttura da rinforzare a flessione e taglio.

Tali lavorazioni andranno poi integrate con tutte quelle lavorazioni che interesseranno le opere di finitura e gli impianti per rendere il manufatto fruibile.

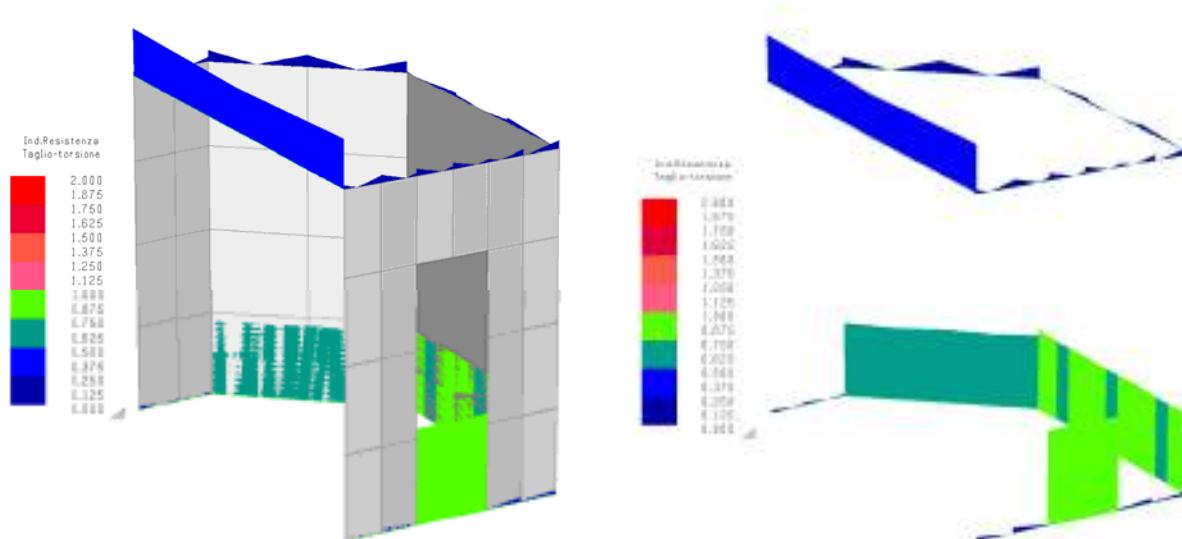
CORPO 4: geometria elementi resistenti in muratura (pareti) e c.a. (fondazione e cordoli)



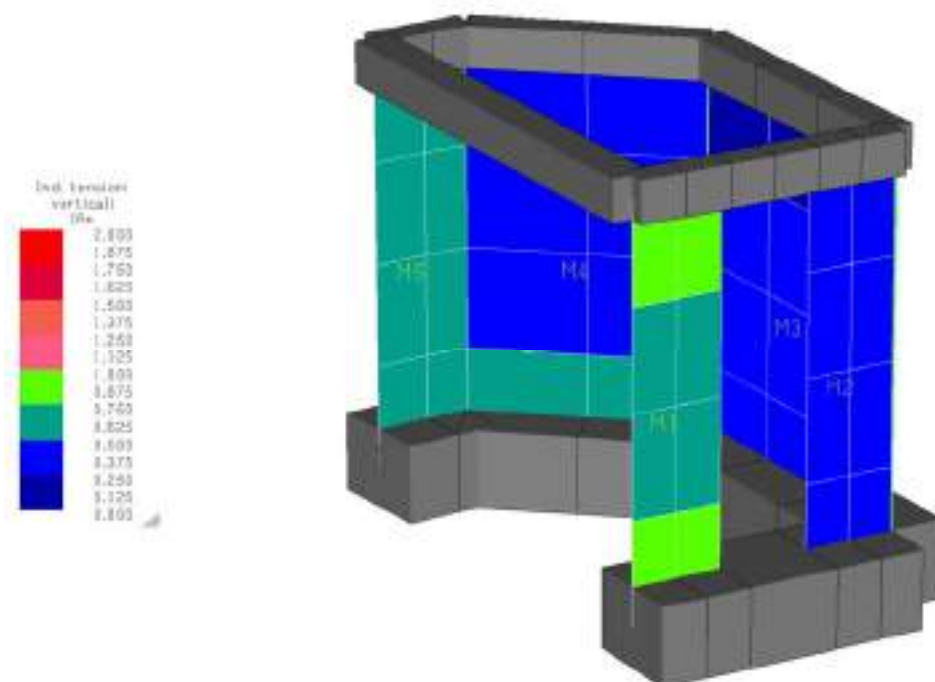
CORPO 4: indici di resistenza a pressoflessione per condizioni statiche slu: fondazione e cordoli in c.a.



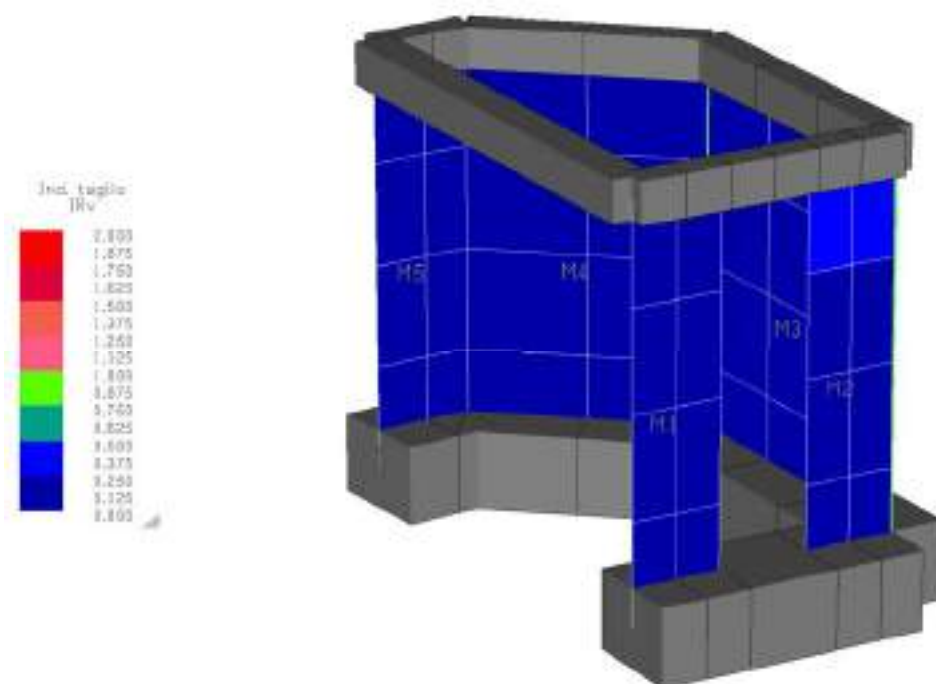
CORPO 4: indici di resistenza a taglio-torsione condizioni statiche slu: fondazione e cordoli in c.a.



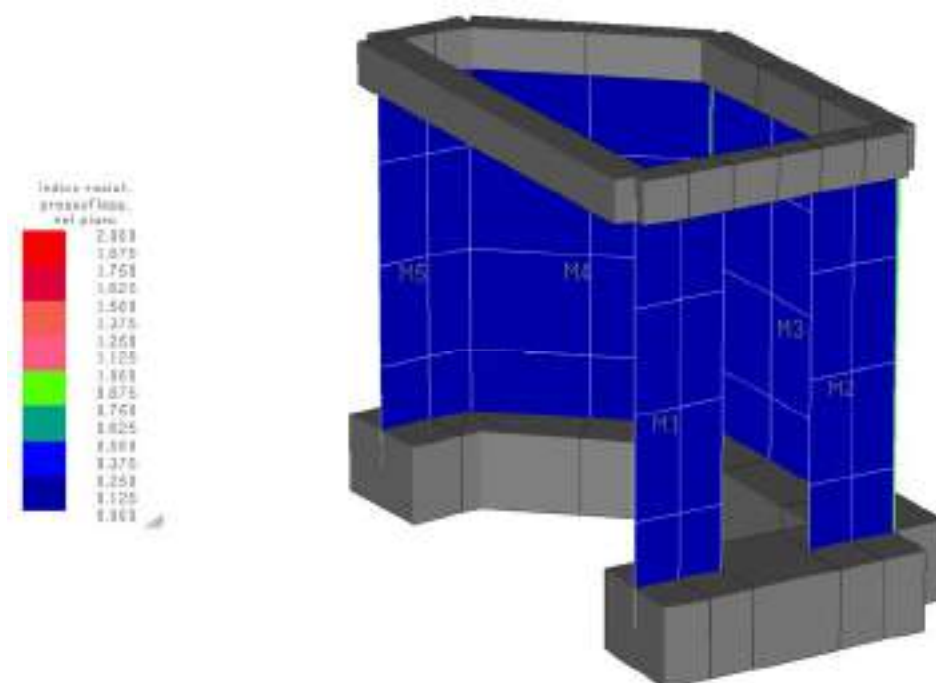
CORPO 4: indici di resistenza tensioni verticali condizioni statiche slu: maschi murari (M1÷M5)



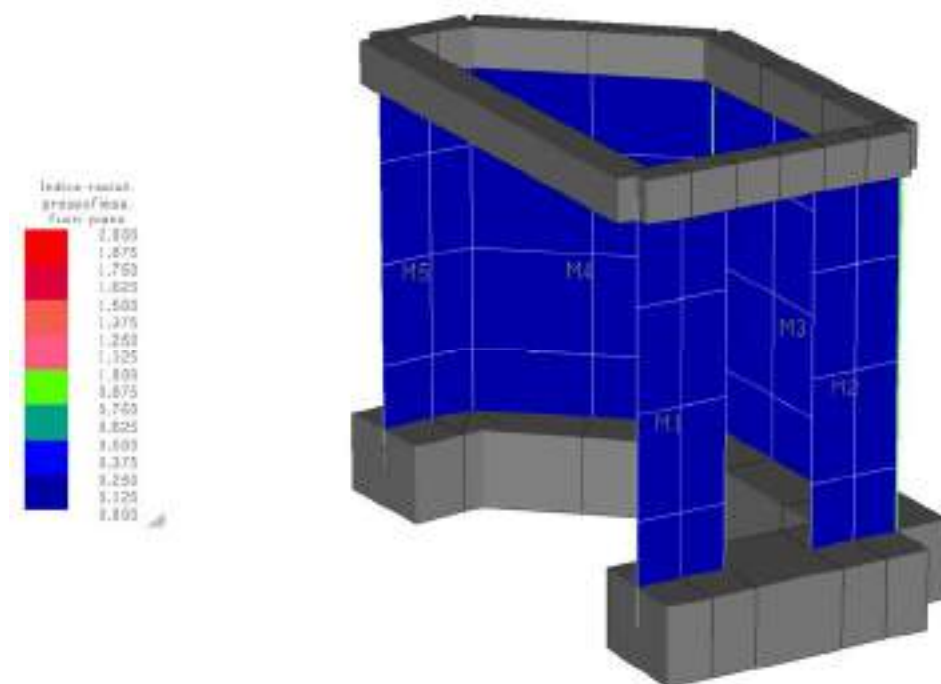
CORPO 4: indici di resistenza a taglio condizioni statiche slu: maschi murari (M1÷M5)



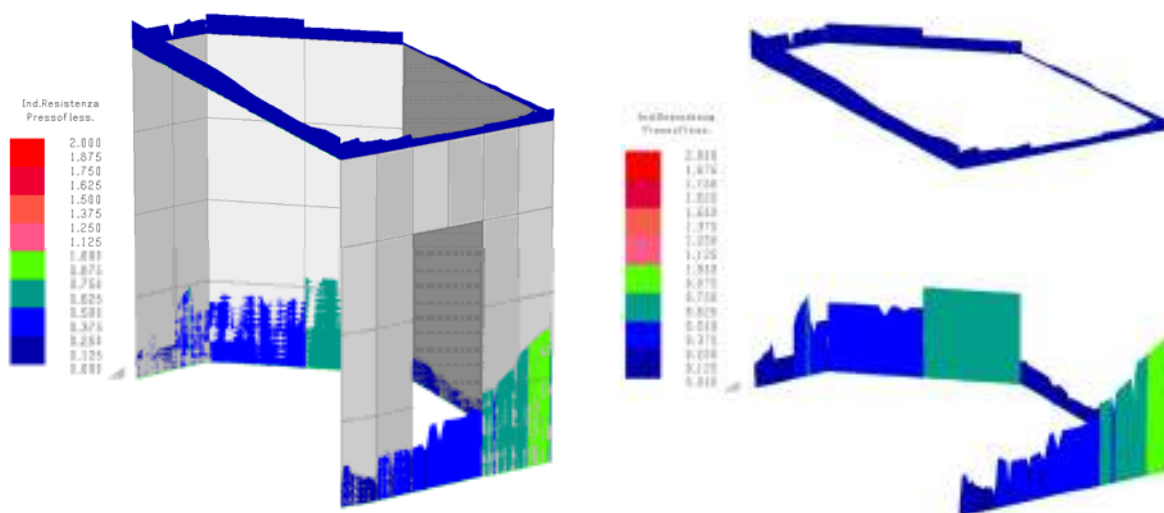
CORPO 4: indici di resistenza a pressoflessione nel piano condizioni statiche slu: maschi murari (M1÷M5)



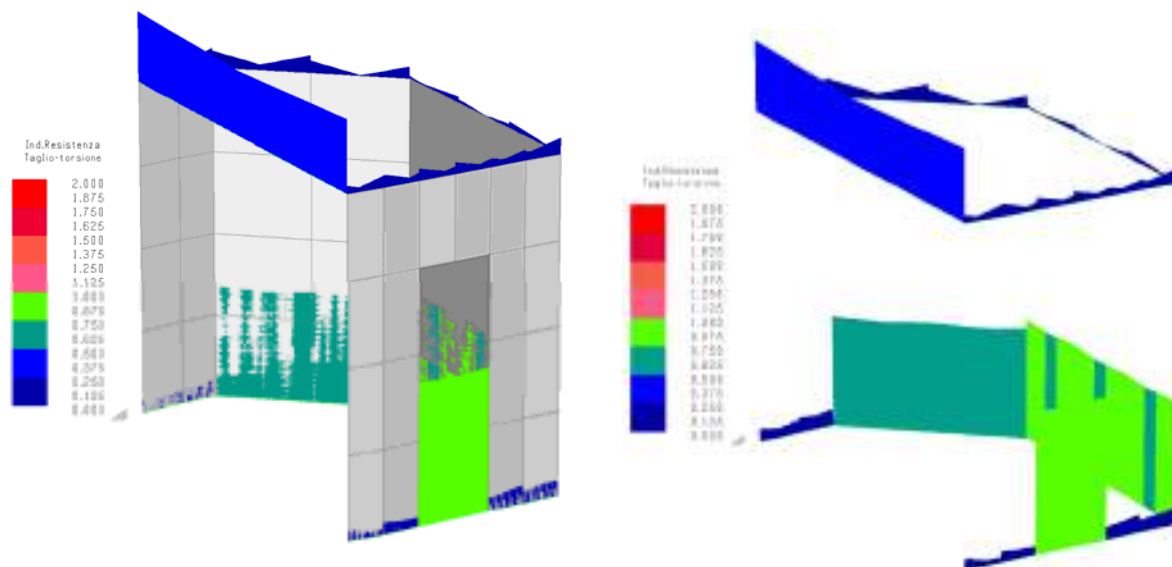
**CORPO 4: indici di resistenza a pressoflessione fuori dal piano
condizioni statiche slu: maschi murari (M1÷M5)**



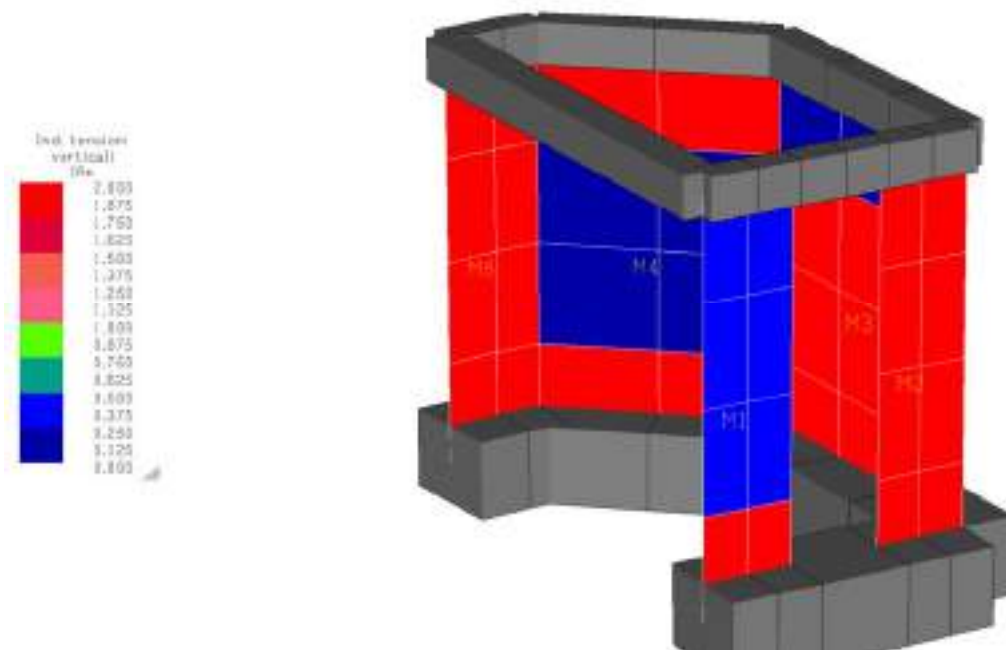
**CORPO 4: indici di resistenza slv pressoflessione ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e cordoli in c.a.**



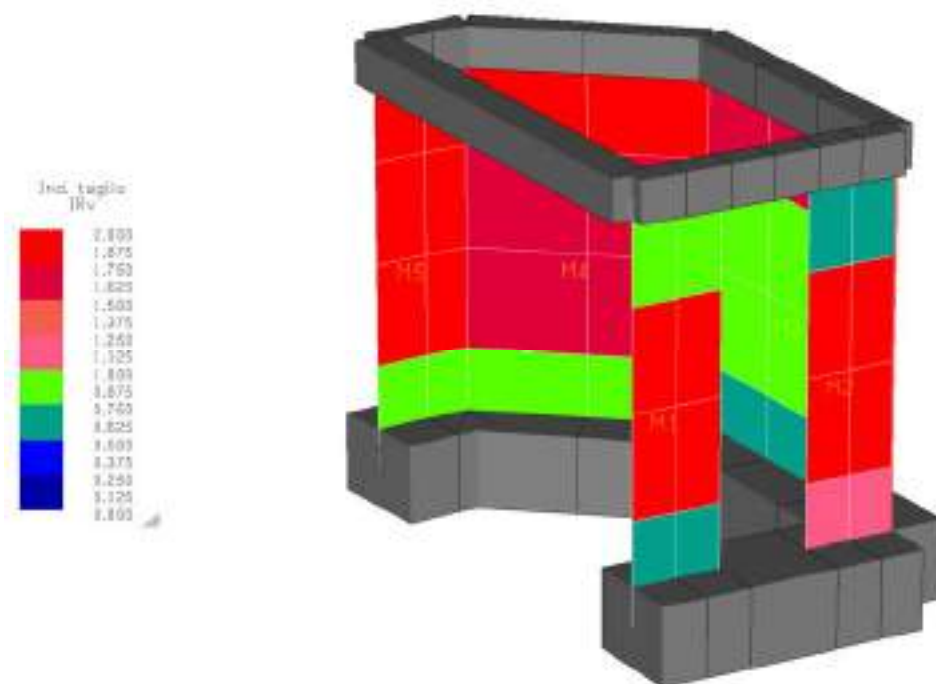
CORPO 4: indici di resistenza slv taglio-torsione ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: fondazione e cordoli



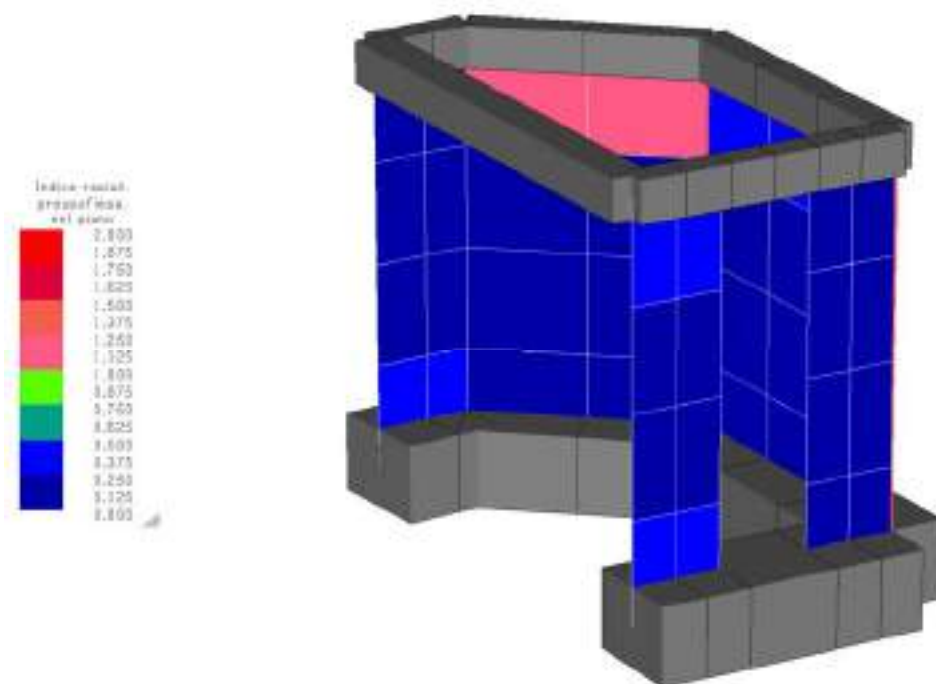
CORPO 4: indici di resistenza slv tensioni verticali ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: maschi murari (M1÷M5)



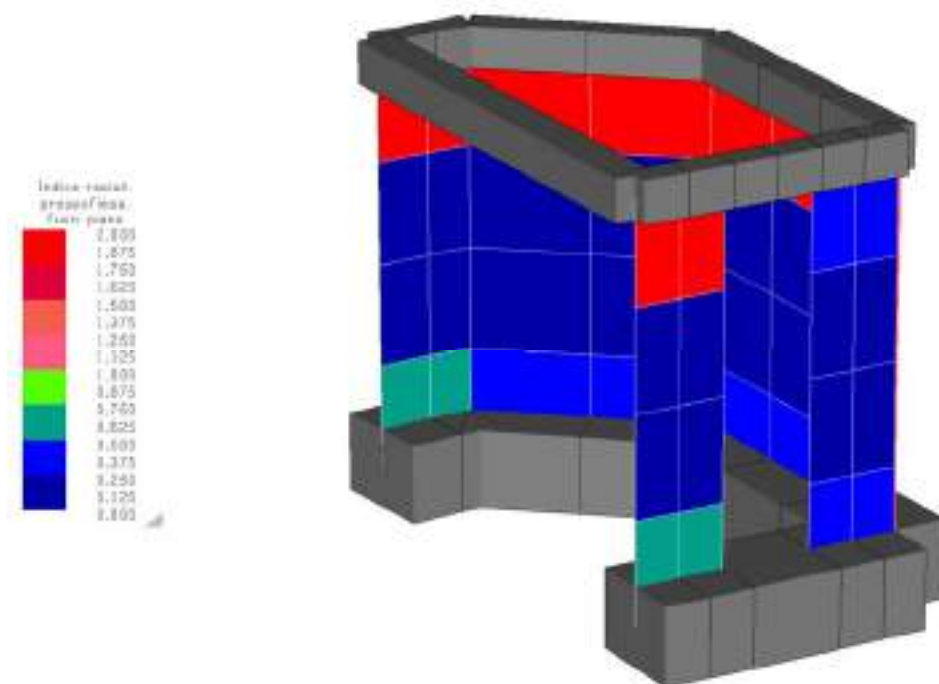
CORPO 4: indici di resistenza slv tensioni a taglio ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: maschi murari (M1÷M5)



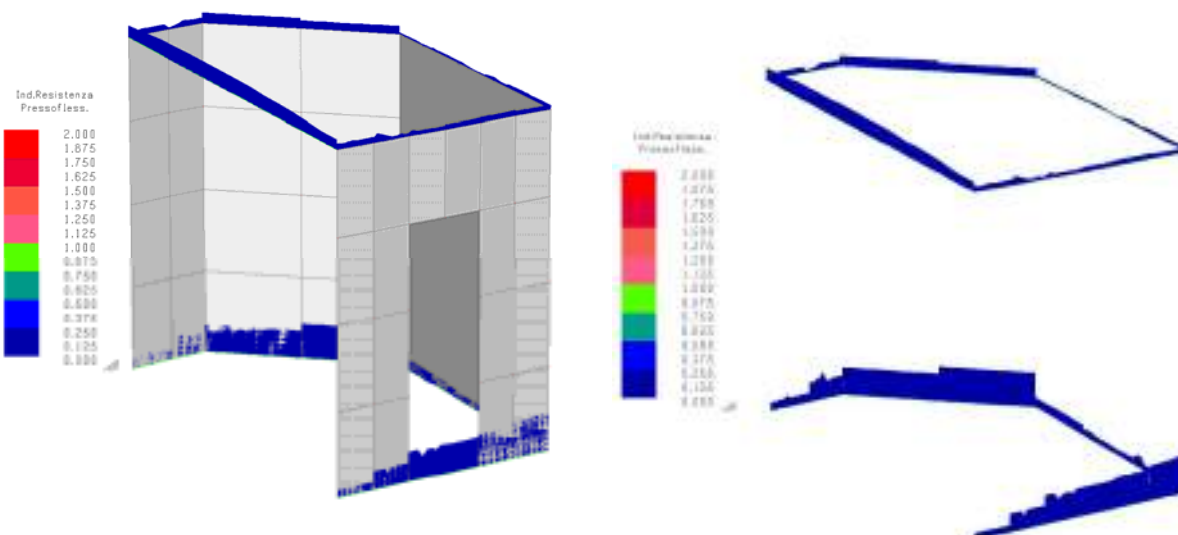
CORPO 4: indici di resistenza slv a pressoflessione nel piano ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: maschi murari (M1÷M5)



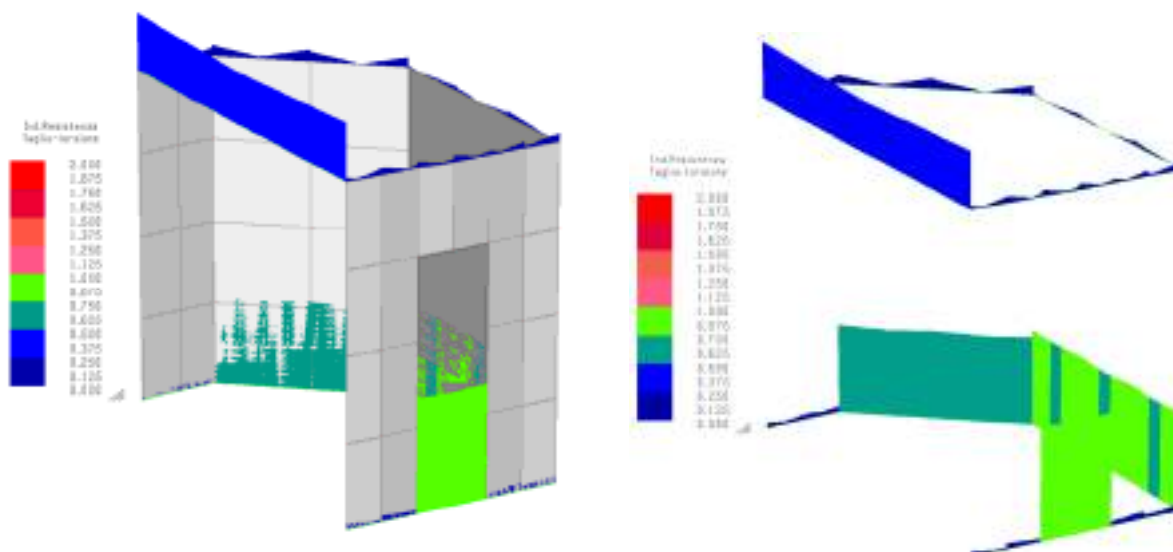
CORPO 4: indici di resistenza slv a pressoflessione fuori dal piano ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 949 anni: maschi murari (M1÷M5)



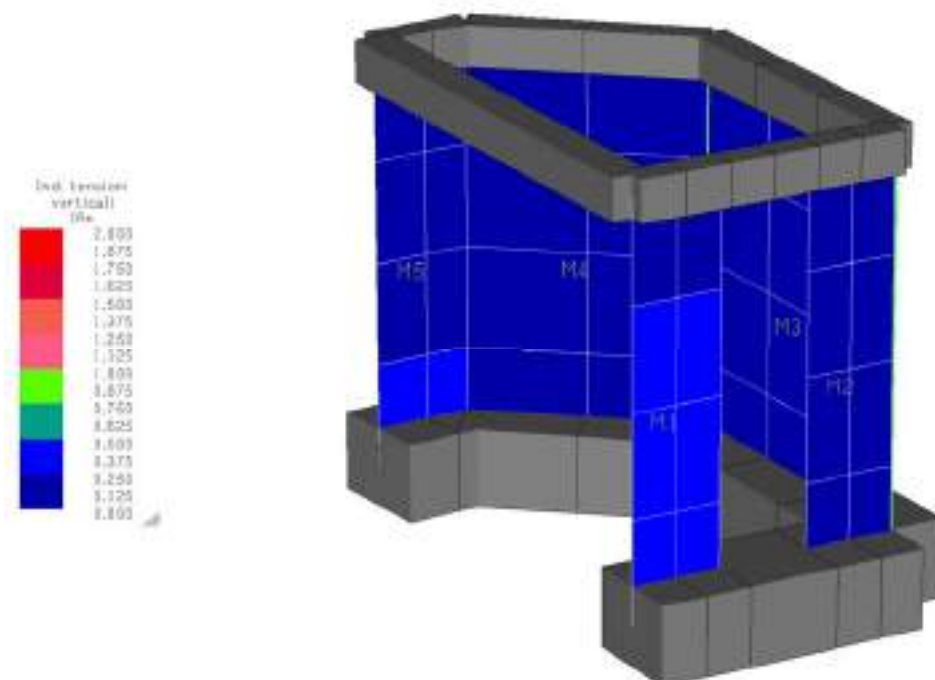
CORPO 4: indici di resistenza slv pressoflessione ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 72 anni: fondazione e cordoli in c.a.



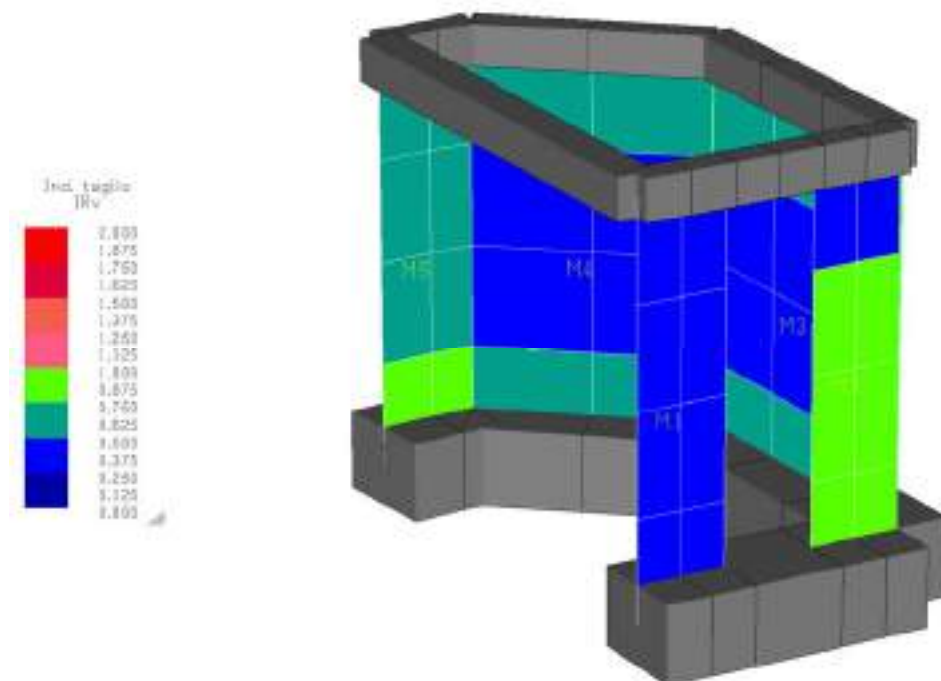
CORPO 4: indici di resistenza slv pressoflessione ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 72 anni: fondazione e cordoli in c.a.



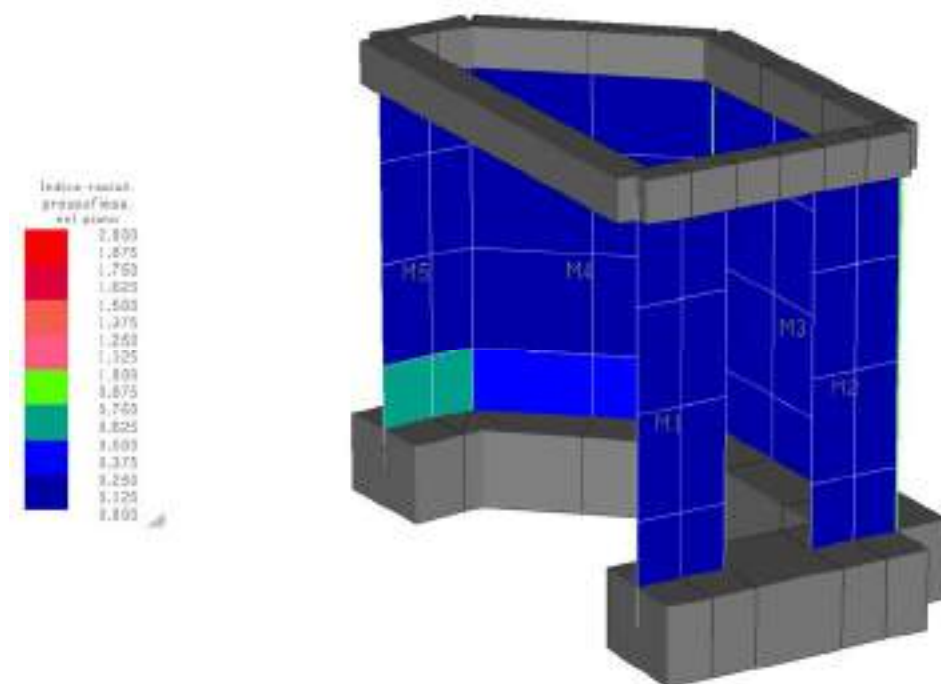
CORPO 4: indici di resistenza slv tensioni verticali ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 72 anni: maschi murari (M1÷M5)



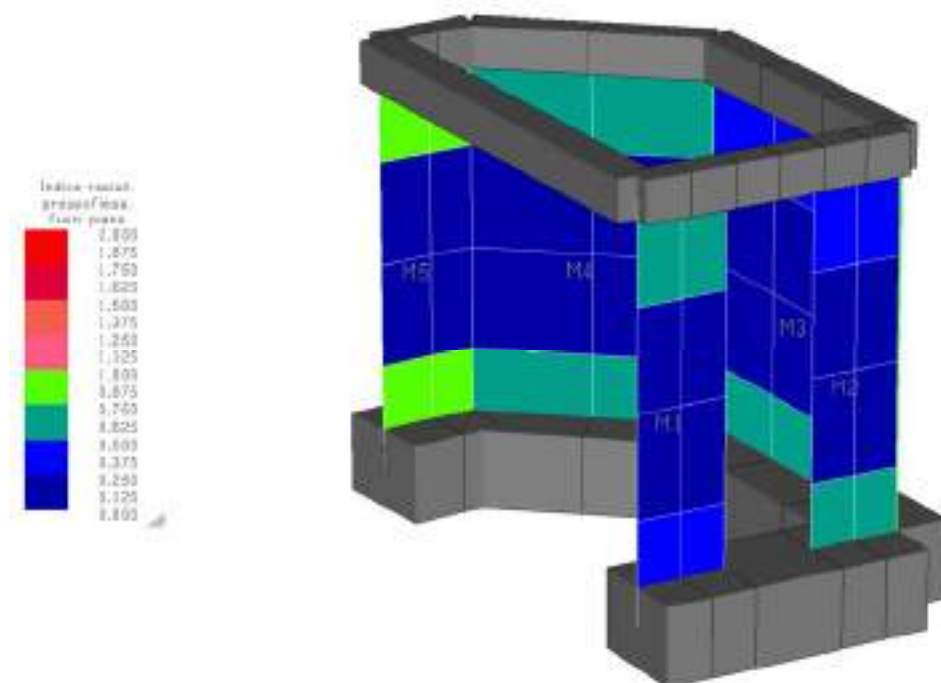
CORPO 4: indici di resistenza slv a taglio ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 72 anni: maschi murari (M1÷M5)



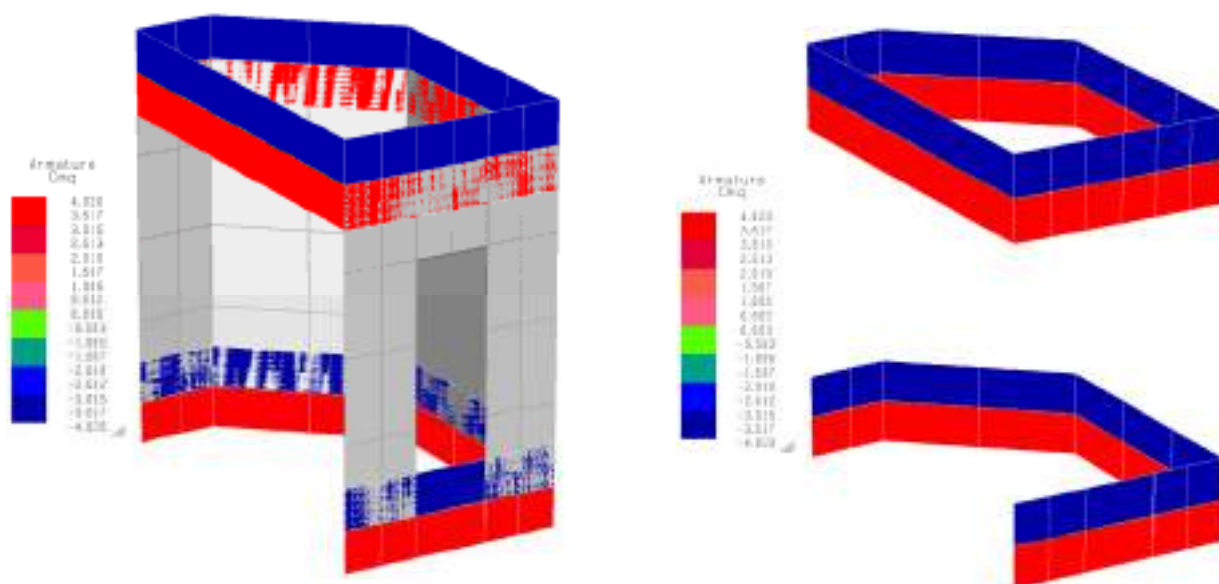
CORPO 4: indici di resistenza a pressoflessione nel piano ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 72 anni: maschi murari (M1÷M5)



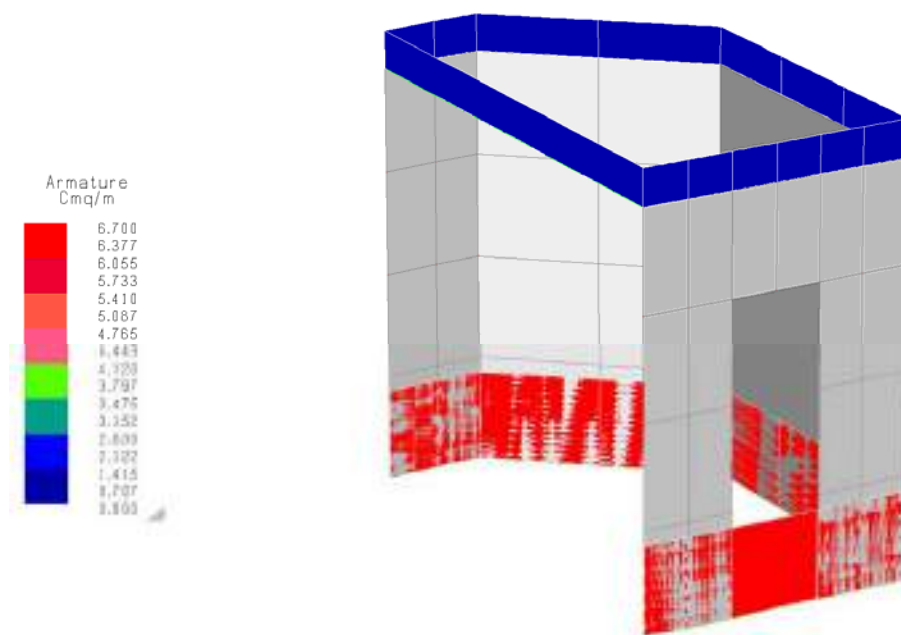
CORPO 4: indici di resistenza a pressoflessione fuori dal piano ($q=2.8$) analisi dinamica lineare
 T_R 72 anni: maschi murari (M1÷M5)



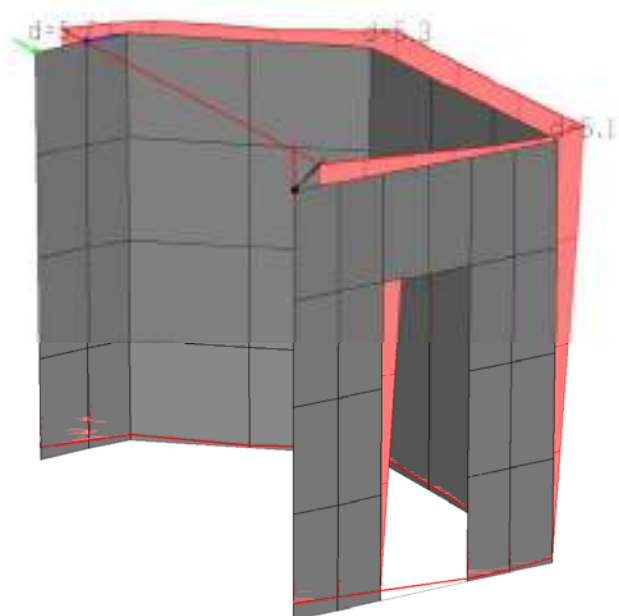
CORPO 4: armatura esistente inferiore e superiore negli elementi in c.a.



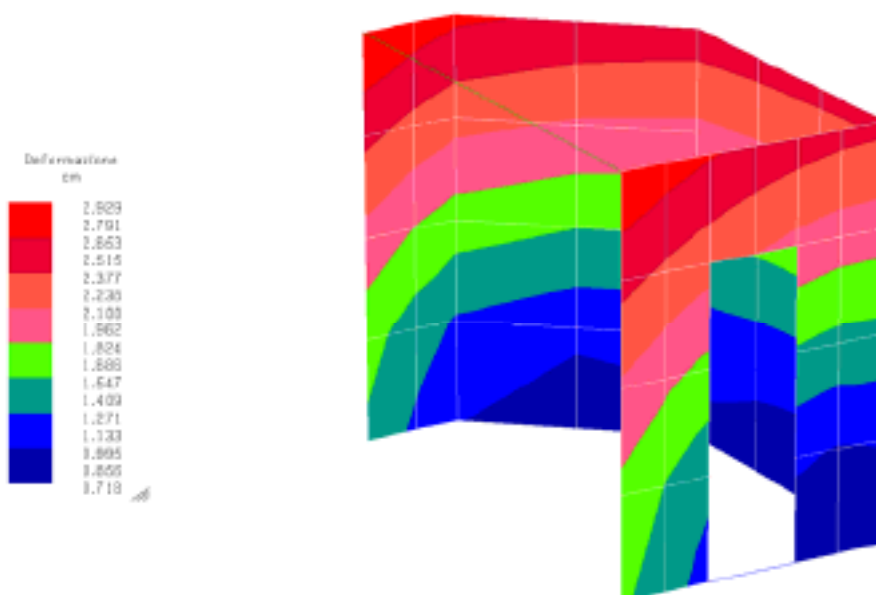
CORPO 4: armatura esistente trasversale negli elementi in c.a.



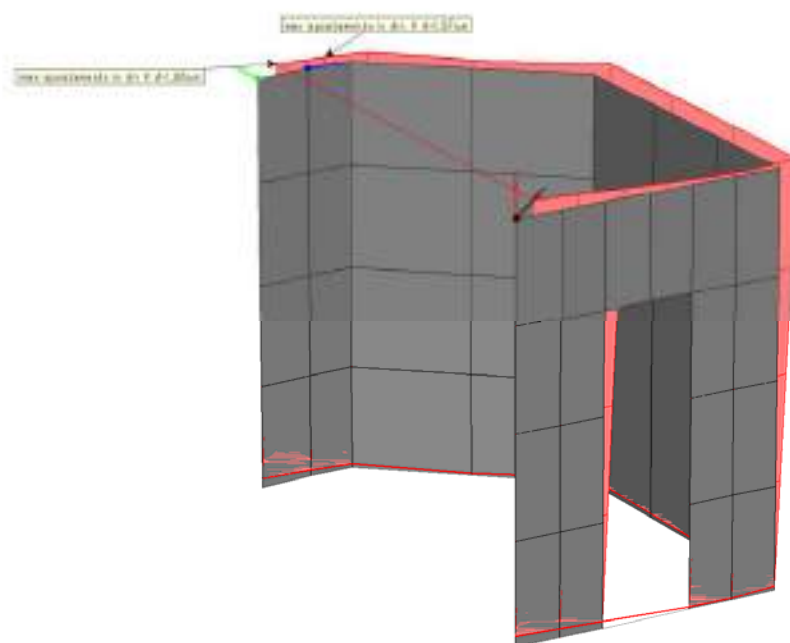
CORPO 4: valutazione degli spostamenti d_E sotto l'azione sismica allo slv Tr 949 anni



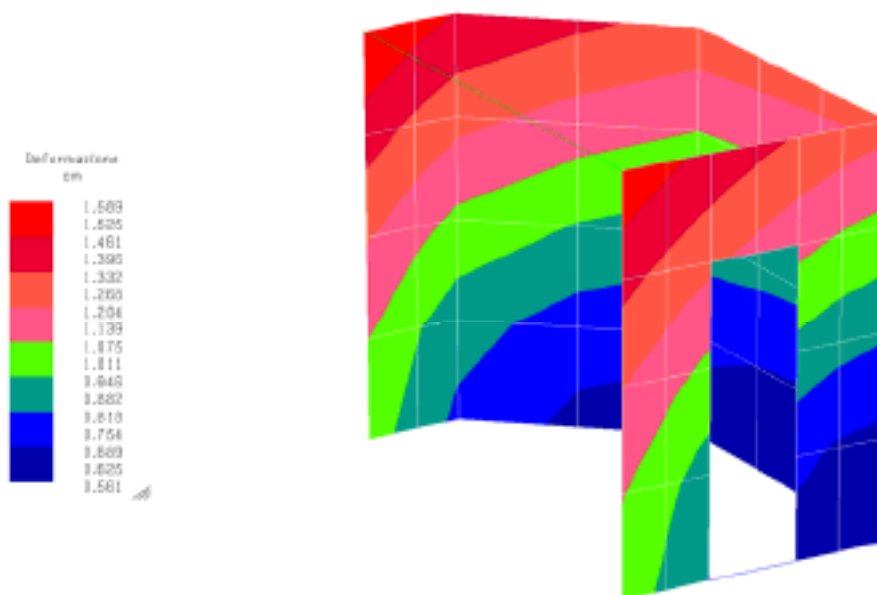
CORPO 4: valutazione della deformata assoluta sotto l'azione sismica allo slv Tr 949 anni



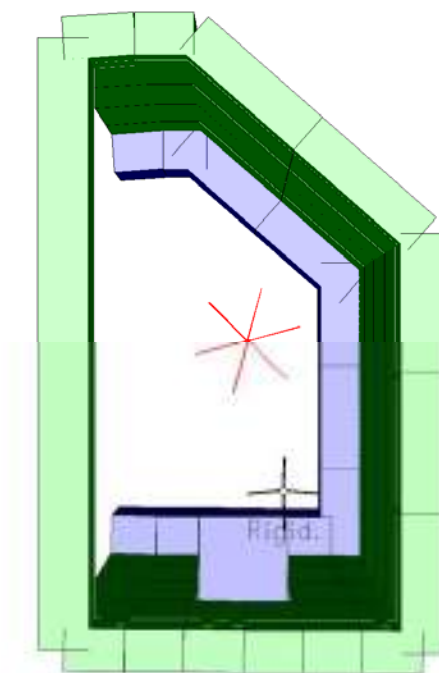
CORPO 4: valutazione degli spostamenti d_e sotto l'azione sismica allo slv Tr 72 anni



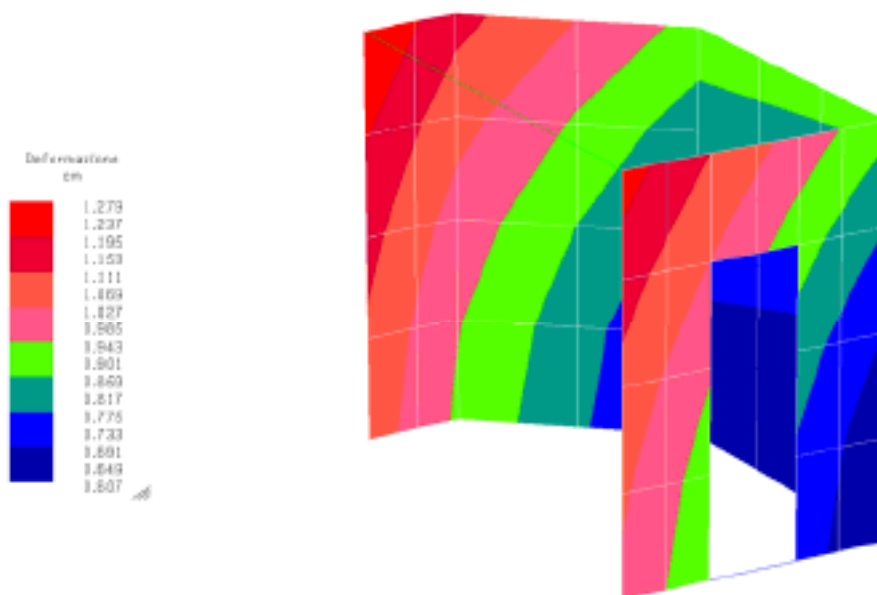
CORPO 4: valutazione della deformata assoluta sotto l'azione sismica allo slv Tr 72 anni



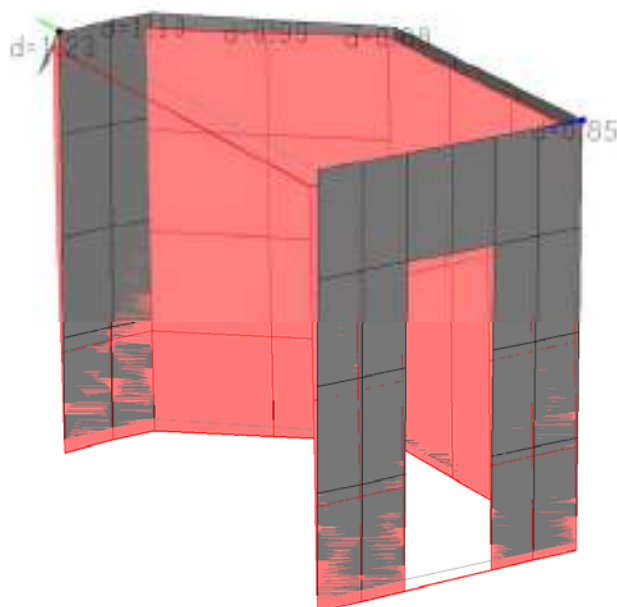
CORPO 4: valutazione del baricentro delle rigidezze e del baricentro delle masse



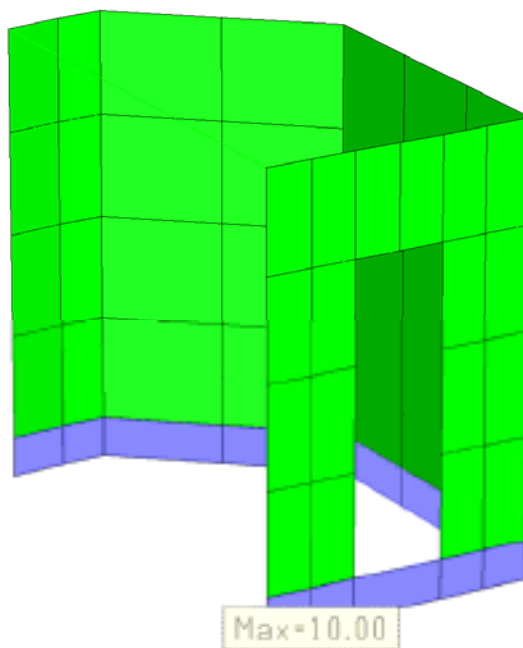
CORPO 4: valutazione della deformata assoluta in condizioni statiche



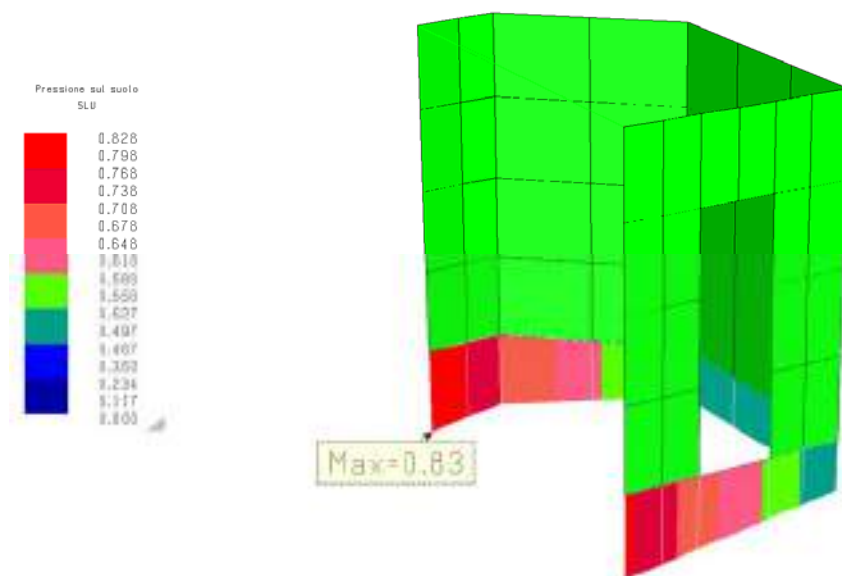
CORPO 4: valutazione della deformata in condizioni statiche



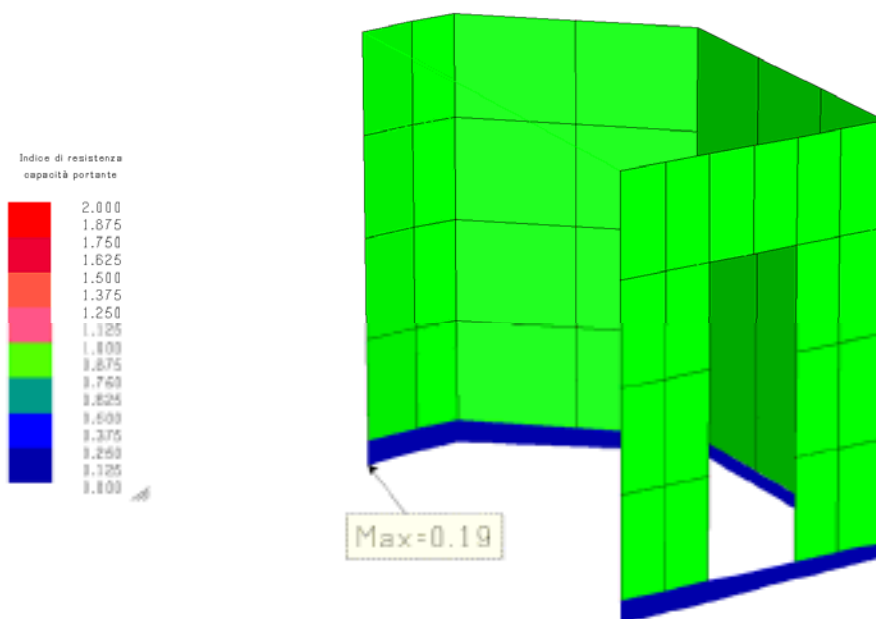
CORPO 4: carico limite ultimo in condizioni statiche breve termine Brinch-Hansen



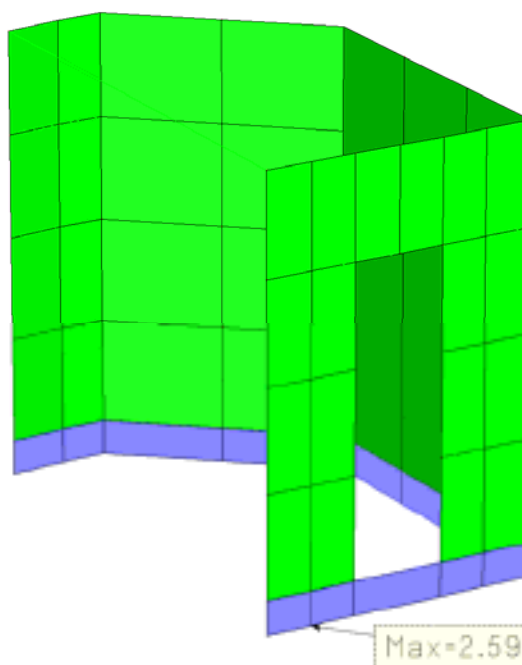
CORPO 4: pressione su suolo in condizioni statiche slu



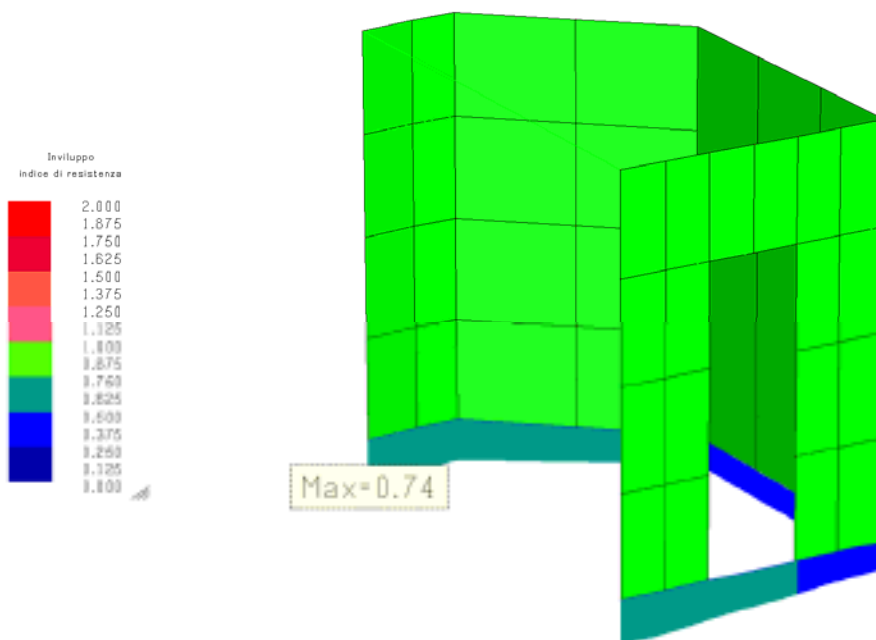
CORPO 4: indice di resistenza capacità portante a breve termine in condizioni statiche



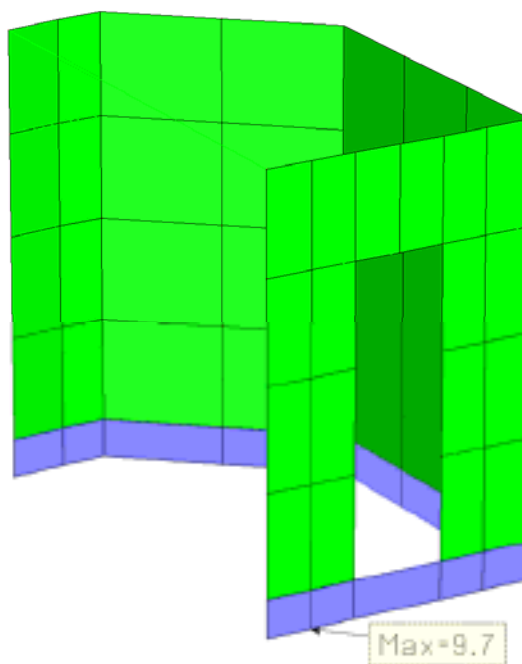
CORPO 4: carico limite ultimo in condizioni statiche lungo termine Brinch-Hansen



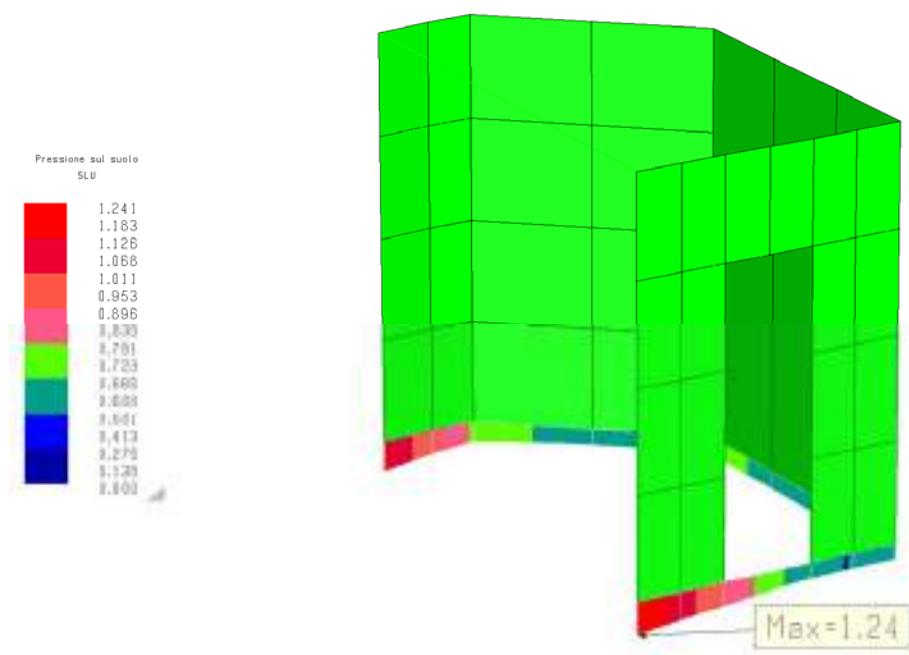
CORPO 4: indice di resistenza capacità portante a lungo termine in condizioni statiche



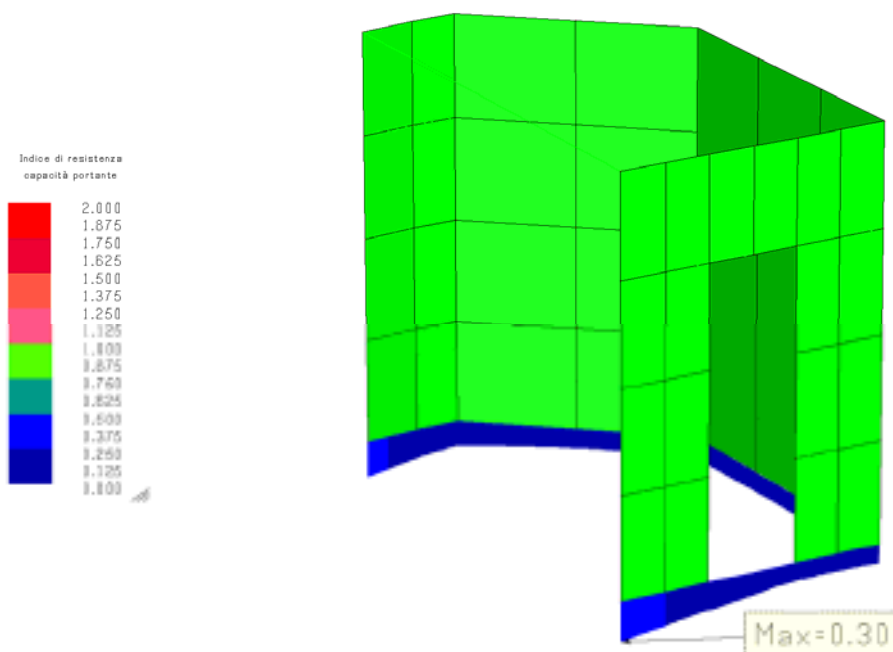
CORPO 4: carico limite ultimo in condizioni slv Tr 949 anni a breve termine Brinch-Hansen



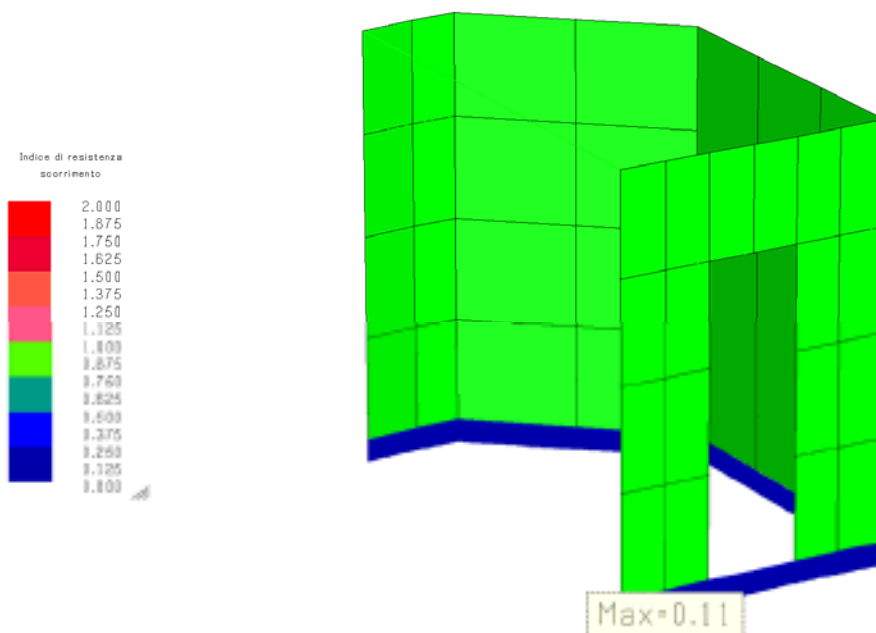
CORPO 4: pressione su suolo in condizioni slv Tr 949 anni



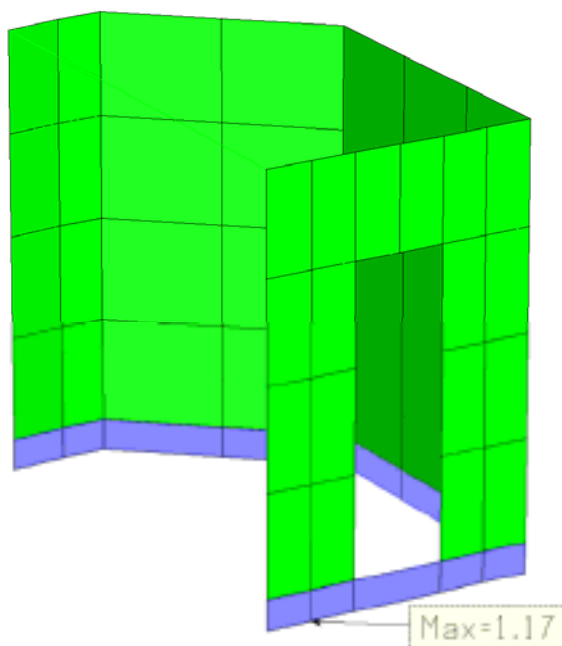
CORPO 4: indice di resistenza capacità portante a breve termine in condizioni slv Tr 949 anni



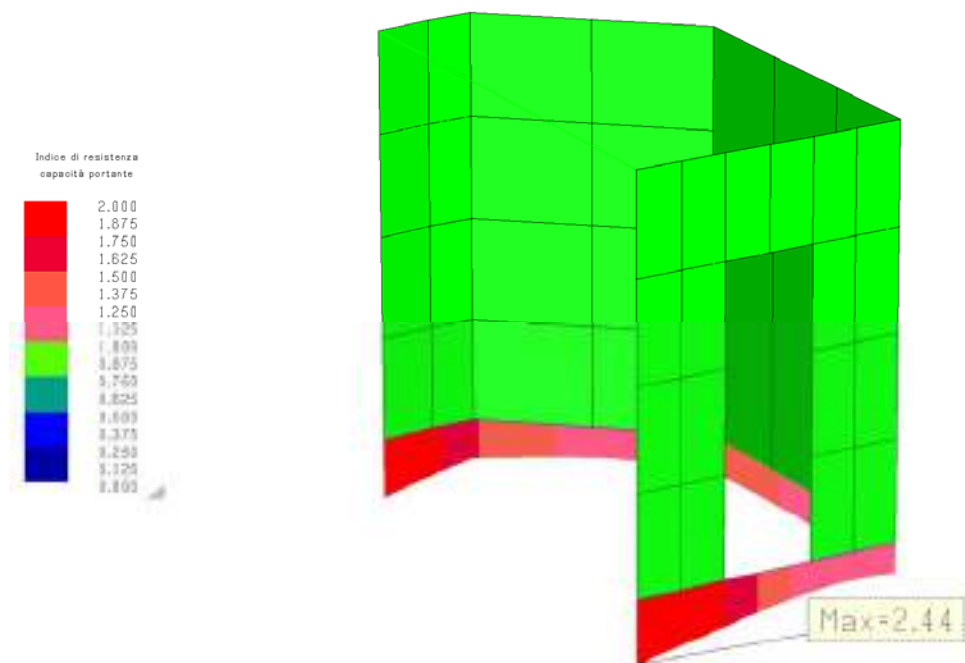
CORPO 4: indice di resistenza scorrimento a breve termine in condizioni slv Tr 949 anni



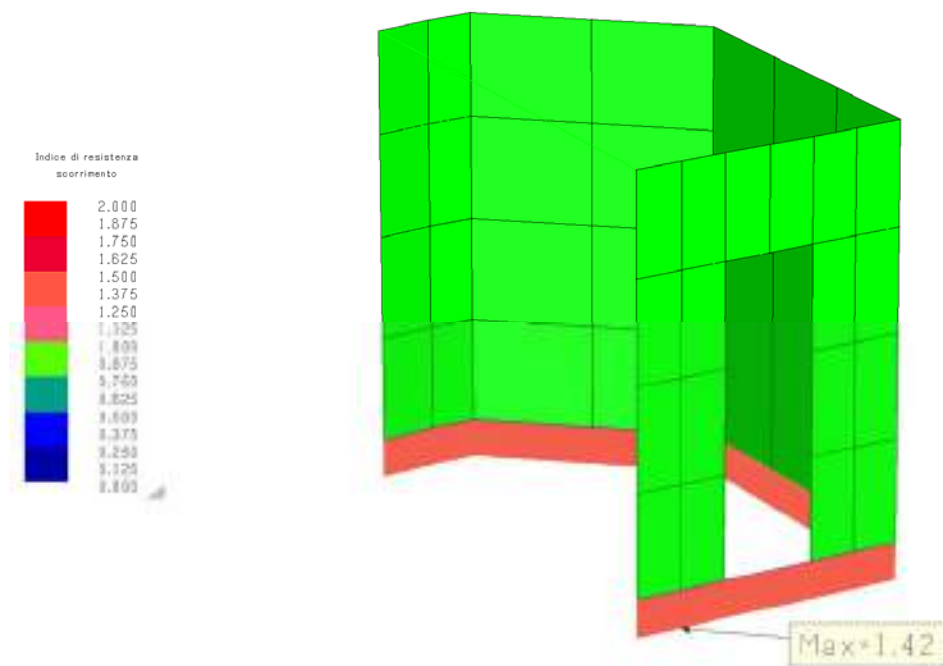
CORPO 4: carico limite ultimo in condizioni slv Tr 949 anni a lungo termine Brinch-Hansen



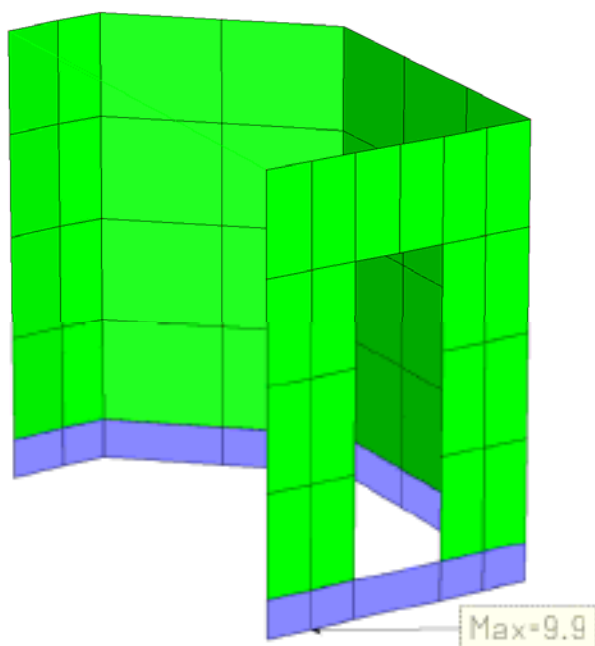
CORPO 4: indice di resistenza capacità portante a lungo termine in condizioni slv Tr 949 anni



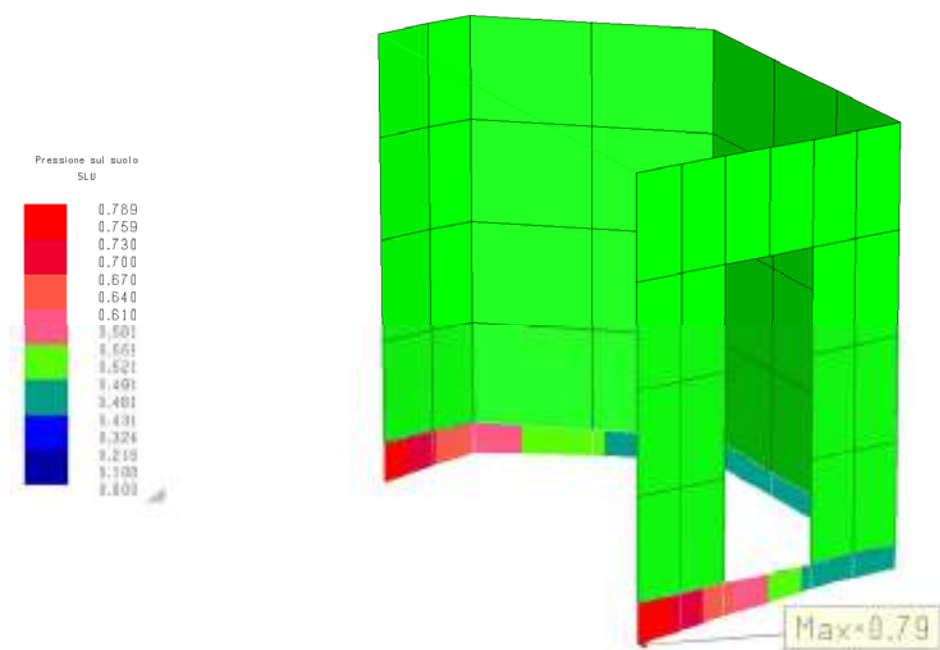
CORPO 4: indice di resistenza scorrimento a lungo termine in condizioni slv Tr 949 anni



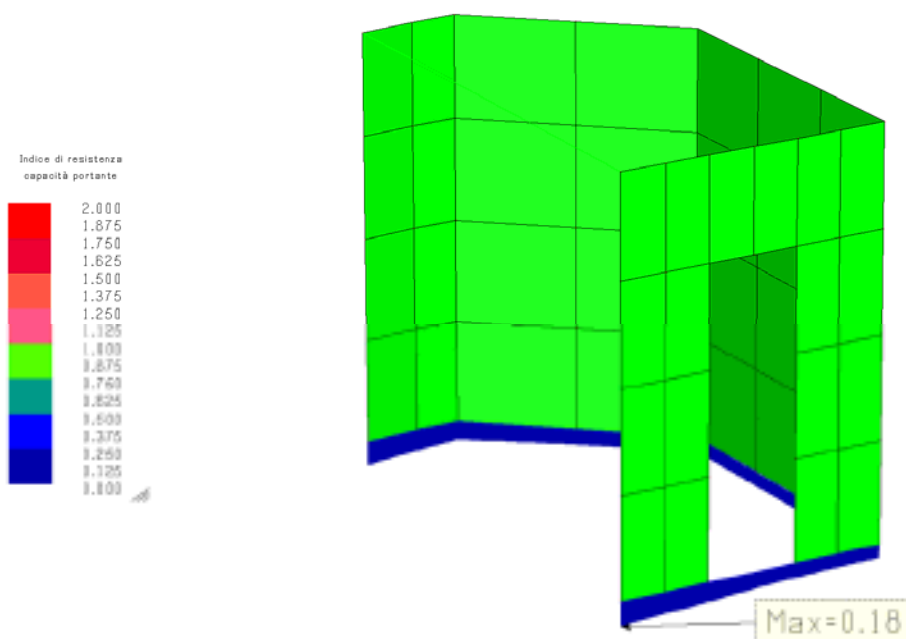
CORPO 4: carico limite ultimo in condizioni slv Tr 72 anni a breve termine Brinch-Hansen



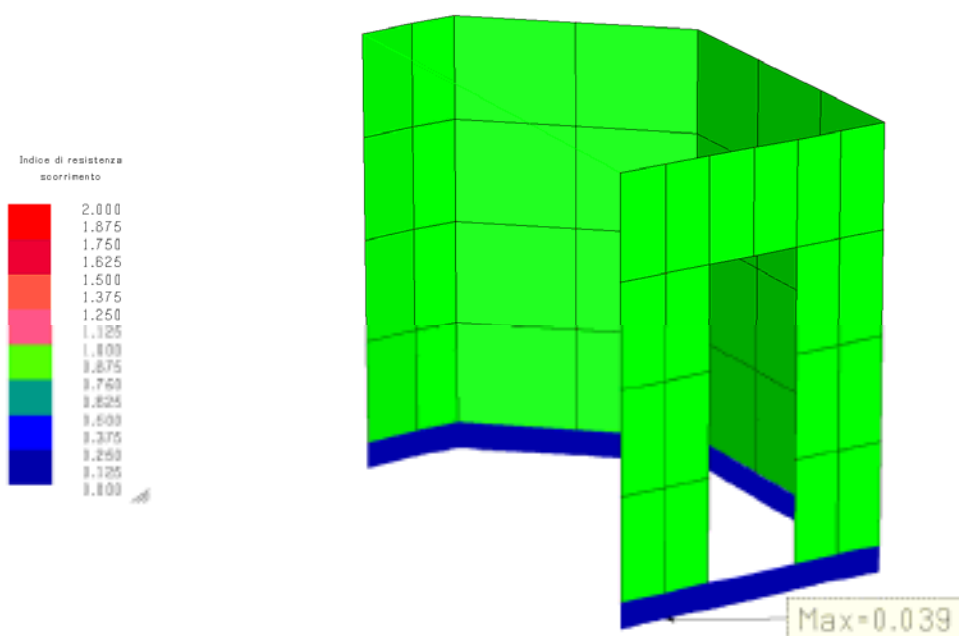
CORPO 4: pressione su suolo in condizioni slv Tr 72 anni



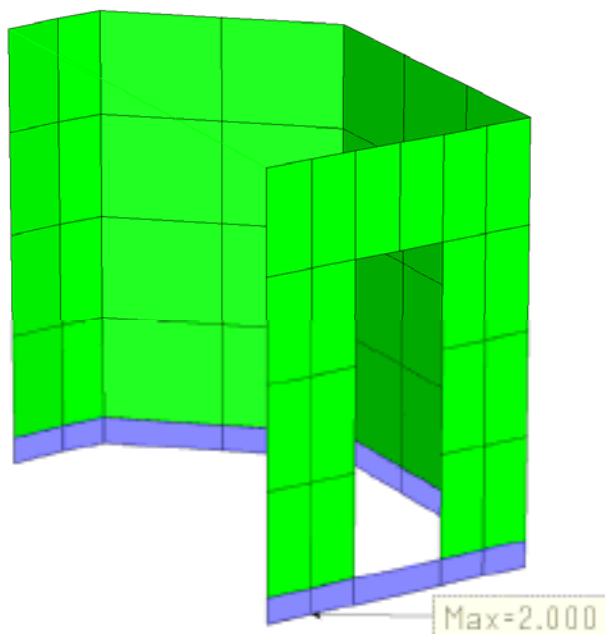
CORPO 4: indice di resistenza capacità portante a breve termine in condizioni slv Tr 72 anni



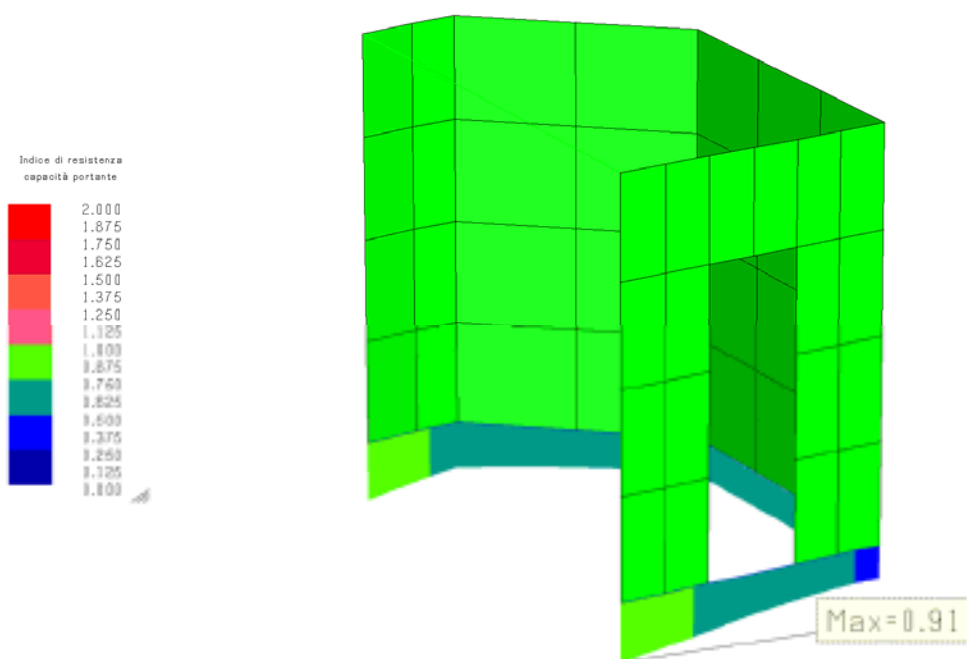
CORPO 4: indice di resistenza scorrimento a breve termine in condizioni slv Tr 72 anni



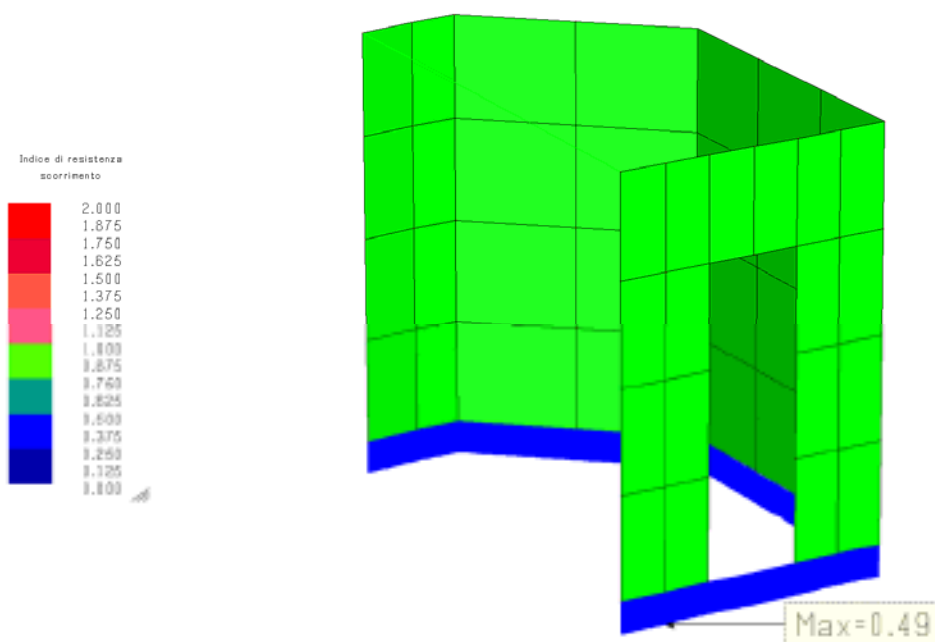
CORPO 4: carico limite ultimo in condizioni slv Tr 72 anni a lungo termine Brinch-Hansen



CORPO 4: indice di resistenza capacità portante a lungo termine in condizioni slv Tr 72 anni



CORPO 4: indice di resistenza scorrimento a lungo termine in condizioni slv Tr 72 anni



Nelle rappresentazioni sopra riportate, il carico limite ultimo per la capacità portante, deve essere diviso per il coeff. parziale $\gamma_R=2.3$ al fine di ottenere il carico limite di progetto da confrontare con la pressione su suolo. Ossia: indice di resistenza = pressione su suolo / (carico limite ultimo / γ_R).

Il Professionista
Ing. Michele Domenichiello