AREA EDILIZIA E SOSTENIBILITA'

OPERE DI ADEGUAMENTO ALLA NORMATIVA ANTINCENDIO E MESSA IN SICUREZZA E MIGLIORAMENTO SISMICO DEI LABORATORI DI INGEGNERIA VIA U. TERRACINI 24/26 e 34 BOLOGNA

PROPRIETA' EDIFICIO
UNIBO

CODICE EDIFICIO N.	CODICE PROGETTO N.	TICKET N.
431		17688

DIRIGENTE AREA EDILIZIA E SOSTENIBILITA'
ing. ANDREA BRASCHI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	DIRETTORE DEI LAVORI
arch. MARIA PANDOLFO	----------

PROFESSIONISTI INCARICATI

PROGETTO ARCHITETTONICO	----------
PROGETTO IMPIANTI MECCANICI	----------
PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI	----------
PROGETTO OPERE STRUTTURALI	ing. ANDREA BRIGHENTI
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE	geom. DINA UCCELLI
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE	----------

LIVELLO DELLA PROGETTAZIONE: FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA ☐ DEFINITIVO ☐ ESECUTIVO ☒ AS-BUILT ☐

OGGETTO DOCUMENTO	SCALA	N° PROGRESSIVO ELENCO ELABORATI
RELAZIONE DI CALCOLO	DATA 04/08/2020	TAVOLA N° ST_INM_RELCAL
	REV. / DATA	

Comune di Bologna
ALMA MATER STUDIORUM UNIVERITA' DI BOLOGNA
Interventi di messa in sicurezza e Miglioramento Sismico Post Sisma di Strutture prefabbricate

Laboratorio di Ingegneria Meccanica del Dipartimento di Ingegneria Industriale

Edificio afferente alla Scuola di Ingegneria ed Architettura

Via Terracini 24/26 -40131 Bologna

1. Progetto architettonico
2. Relazione di calcolo strutturale
3. Relazione sui materiali
4. Elaborati grafici esecutivi e particolari costruttivi
5. Piano di manutenzione
6. Relazioni specialistiche sui risultati sperimentali
7. Elaborati grafici del rilievo geometrico-strutturale
8. Valutazione della sicurezza
9. Documentazione fotografica

Bologna, 07 dicembre 2017

Il progettista delle strutture:

(Dott. Ing. Andrea Brighenti)

Sommario

1 Progetto architettonico 4
2 Relazione di calcolo strutturale 4
2.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale 4
2.1.a Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito 4
2.1.b Descrizione generale della struttura 6
2.1.c Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati 7
2.1.d Definizione dei parametri di progetto per la definizione sismica 7
2.1.e Descrizione dei materiali e prodotti per uso strutturale 10
2.1.f Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione 10
2.1.g Indicazione delle principali combinazioni delle azioni 12
2.1.h Indicazione del metodo di analisi 12
2.1.i Criteri di verifica 15
2.1.j Rappresentazione delle configurazioni deformate e della caratteristiche di sollecitazione più significative 15
2.1.k Caratteristiche e affidabilità dei codici di calcolo 19
2.1.l Strutture geotecniche o di fondazione 20
2.1.m Categoria di intervento previsto 20
2.1.n Descrizione della struttura esistente nel suo insieme 20
2.1.o Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali 21
2.1.p Risultati del confronto tra pre e post intervento 22
2.2 Analisi dei carichi 22
2.2.1 Copertura 22
2.2.2 Solaio piano primo 23
2.3 Verifica degli elementi significativi 24
2.3.1 Piano primo - Verifica collegamento T2: trave-tegolo 24
2.3.2 Copertura - Verifica collegamento T2: trave-tegolo 29
2.3.3 Verifica collegamento trave-pilastro 29
2.3.4 Verifica collegamento pannelli –pilastro 33
2.3.5 Verifica collegamento tamponamenti 35
2.3.6 Verifica collegamento tirante 38
2.3.7 Verifica collegamento BRAD sul pilastro 40
2.3.8 Verifica collegamento BRAD (nodo con trave) 46
2.3.9 Verifica pilastri di controvento 49
2.3.10 Verifica del plinto 50
2.3.11 Verifica pali 51
2.3.12 Calcolo giunto sismico 53
2.3.13 Fattore di struttura 55
3 Relazione sui materiali 57
3.1 Valori di calcolo 58
4 Elaborati grafici esecutivi e particolari costruttivi 59
5 Piano di manutenzione 59
6 Relazioni specialistiche sui risultati sperimentali 59
6.1 Relazione geologica: indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 59
6.2 Relazione geotecnica: indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno 62
6.2.1 Verifica portanza plinti 63
6.2.2 Verifica portanza pali 63
6.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base del sito di costruzione" 66

7 Elaborati grafici del rilievo geometrico-strutturale 66
8 Valutazione della sicurezza 67
9 Documentazione fotografica 67

1 PROGETTO ARCHITETTONICO

Vedere tavola allegata.

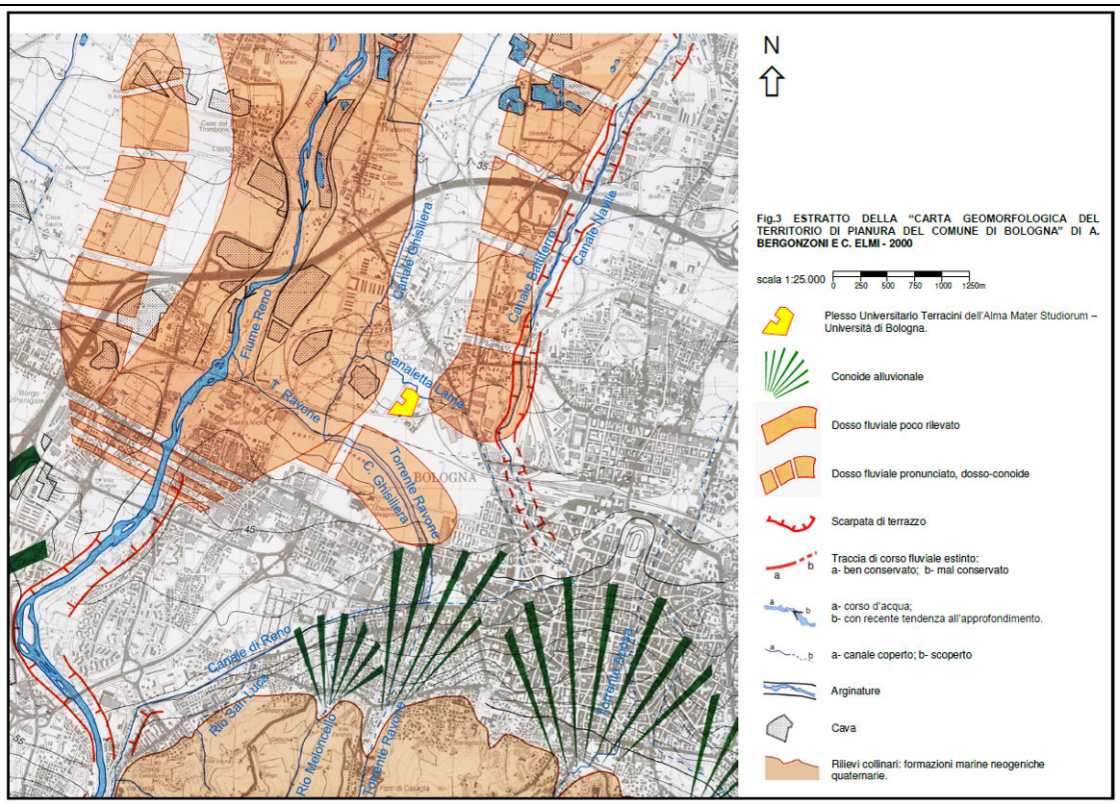
2 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

2.1.a Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito

L'area oggetto d'intervento si trova nell'area urbana Nordovest di Bologna, alla quota di 40 m s.l.m., facente parte di in un territorio di media pianura.
Il plesso si localizza 2.7km a Nord dei primi rilievi collinari del margine pedeappenninico emiliano romagnolo, il cui fronte è definito da una grande faglia inversa attiva ("sovrascorrimento pedeappenninico"), formante un importante elemento morfostrutturale e separante le due unità: i rilievi in sollevamento e la pianura subsidente. Il sovrascorrimento delimita l'area collinare da quella di pianura ed inoltre segna il contatto tra le formazioni marine neogeniche quaternarie ed i depositi alluvionali di pianura del Pleistocene-Olocene. Il carattere prevalente della tettonica è di tipo compressivo a faglie inverse, accompagnato da una più debole attività trascorrente deducibile prevalentemente dai lineamenti affioranti in Appennino.
Il Plesso Terracini insiste sull'unità subsidente, la quale è costituita dalla quasi totalità della Successione neogenico-quaternaria continentale (AES - Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore - AES8 - Subsintema di Ravenna), deposta all'interno di un bacino di forma allungata parallelamente alla catena appenninica e confinata a Nord dalle pieghe ferraresi che la delimitano all'interno del più ampio bacino padano.
Morfologicamente il sito è localizzato in un'area di interdosso-conoide, compreso tra il più antico dosso del torrente Aposa-fiume Reno ad Est ed il più recente dosso-conoide fiume Reno ad Ovest. L'interdosso-conoide è contraddistinto da una superficie dolcemente degradante verso Nord, attribuibile ad antichi processi deposizionali di età post-romana.
Il Plesso Terracini rientra nel bacino scolante principale del canale Navile.
La rete scolante è controllata da opere di regimazione idraulica realizzate per l'urbanizzazione. All'interno dell'area cortiliva pavimentata le acque corrive si immettono nelle caditoie presenti. Non si ha memoria di fenomeni di alluvionamento pluviale in occasione di precipitazioni rilevanti.
Nel caso del fiume Reno non si riconosce la tipica forma a ventaglio dei conoidi che i fiumi e torrenti sedimentano allo sbocco dall'area collinare-montana nella pianura. Nel caso del f. Reno il conoide si presenta come un dosso allungato, fortemente reinciso nella porzione apicale. In realtà si rilevano due dossi:
- un recente dosso-conoide largo fino a 3km che si protende in pianura per oltre 15km, seguendo l'alveo attuale del f. Reno;
- un altro, probabilmente più antico, localizzato tra il canale Ghisiliera ed il Navile, che nel tratto iniziale è formato dagli apporti del torrente Aposa, mentre in quello distale, a partire dalla Tangenziale, da un ramo deviato del f. Reno, che segue lo stesso andamento dei corpi ghiaiosi sepolti.
Nei settori intravallivi si rinvengono ghiaie prevalenti organizzate in 2 ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Il limite superiore, sempre affiorante, è rappresentato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno

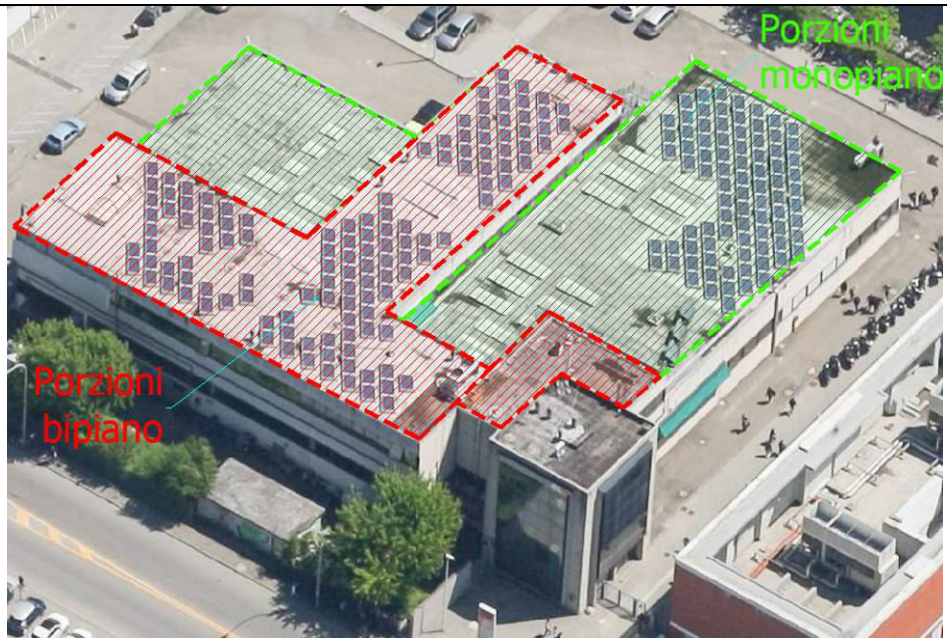
grigiastro privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati. Il limite inferiore è segnato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive. Lo spessore massimo in pianura è di 7 metri, nel sottosuolo circa 10m.
Il quadro idrogeologico dell'area bolognese appare particolarmente complesso per la concomitante influenza di fattori diversi, naturali ed antropici, quali la riduzione del tasso di ricarica della falda ed i prelievi idrici elevati. I conoidi bolognesi costituiscono corpi isolati, separati lateralmente da cospicue estensioni di depositi argillosi limosi a permeabilità bassa o nulla e verticalmente da setti di ridotta potenza. Solo nella parte apicale dei conoidi la struttura idrogeologica può essere schematizzata come un unico acquifero, in cui i conoidi sono collegati da interdigitazioni di terreni più grossolani.
La struttura idrogeologica del territorio di pianura del Comune di Bologna si articola in falde superficiali e falde profonde.
Le falde superficiali si collocano nei primi 50 m di profondità all'interno di alternanze verticali di corpi grossolani e fini, contenenti talora, nella media e bassa pianura, un sistema acquifero multifalda.
Le falde superficiali costituiscono la ricarica delle falde profonde. Queste ultime sono separate dalle superficiali da un livello relativamente impermeabile costituito da depositi limoso-argillosi, contenenti localmente intercalazioni grossolane.



Estratto della carta geomorfologica del sito

Descrizione del contesto edilizio

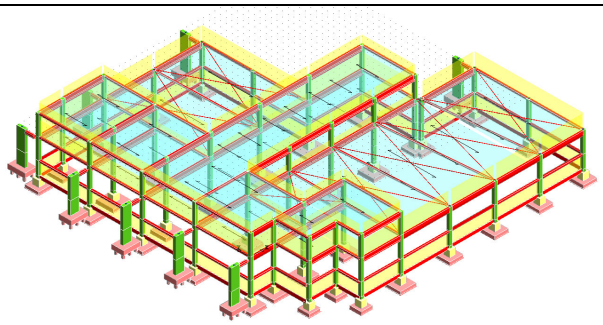
2.1.b Descrizione generale della struttura



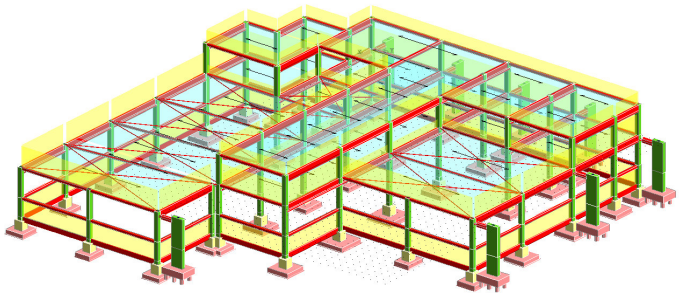
Vista dall'alto del Laboratorio di Meccanica

Il Laboratorio di Ingegneria Meccanica del DIN, sito in via Terracini 24/26, presso la seconda sede della Scuola di Ingegneria e Architettura di Bologna è una struttura prefabbricata

composta da due piani fuori terra. Il primo piano (h interpiano 5,5 m) ospita i locali dei laboratori, mentre il secondo (h interpiano 3,5 m), ospita principalmente gli uffici e non si estende per tutto lo sviluppo in pianta dell'edificio.
I solai sono realizzati con tegoli di copertura con sezione a pi greco semplicemente appoggiati sulle travi dei telai principali. Tali elementi sono disposti sia nella zona monopiano che in quella bipiano. Nella porzione di copertura piana, sopra i tegoli, è stato gettato un massetto alleggerito per le pendenze completato con uno strato di isolante e uno di coibentazione. Nella zona uffici, invece, è presente una soletta di ripartizione.
Le pareti esterne sono realizzate mediante pannelli prefabbricati collegati ai pilastri.



Descrizione generale della struttura



Descrizione generale della struttura

2.1.c Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

La normativa di riferimento è la seguente:

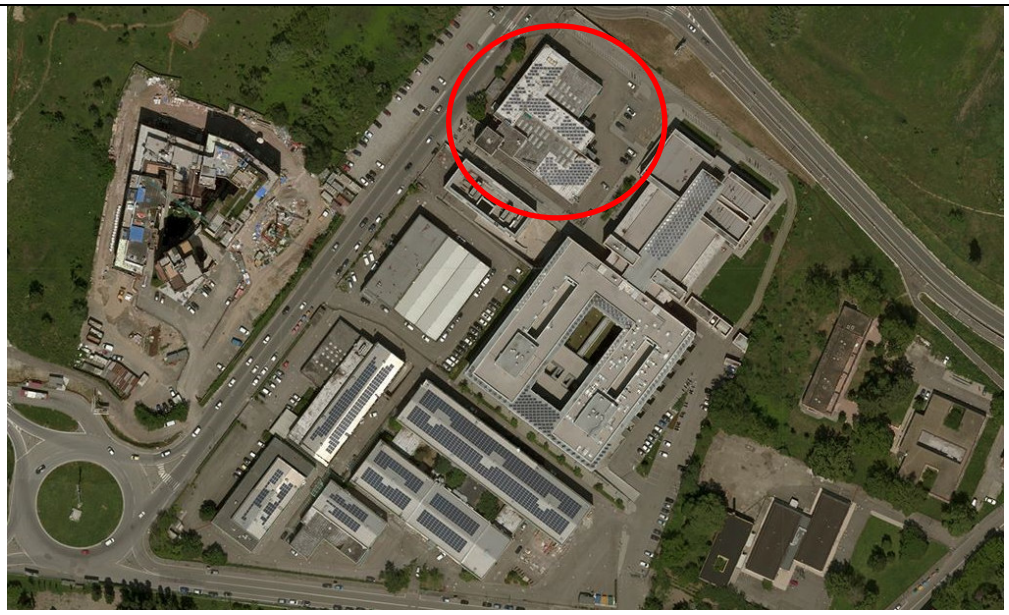
Norme di riferimento cogenti

- Legge n° 64 del 2 febbraio 1974 , provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- DM del 14 settembre 2008 , Norme Tecniche per le Costruzioni

Altre norme e documenti tecnici integrativi

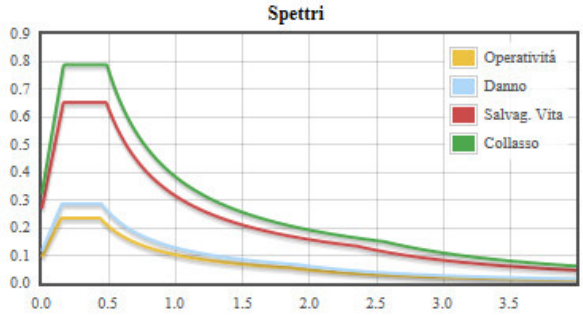
Per la formulazione delle scelte e per i calcoli strutturali si è fatto inoltre riferimento ai seguenti documenti:
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
- UNI EN 1996-1-1 Eurocodice 6, progettazione delle strutture in calcestruzzo - "Strutture in calcestruzzo"
- UNI EN 1993-1-1 Eurocodice 3, progettazione delle strutture in acciaio - "Strutture in acciaio"

2.1.d Definizione dei parametri di progetto per la definizione sismica



Localizzazione dell'immobile oggetto di intervento

La zona in esame, di latitudine 44 ° 51' N longitudine 11° 32', è caratterizzata dai seguenti parametri sismici:

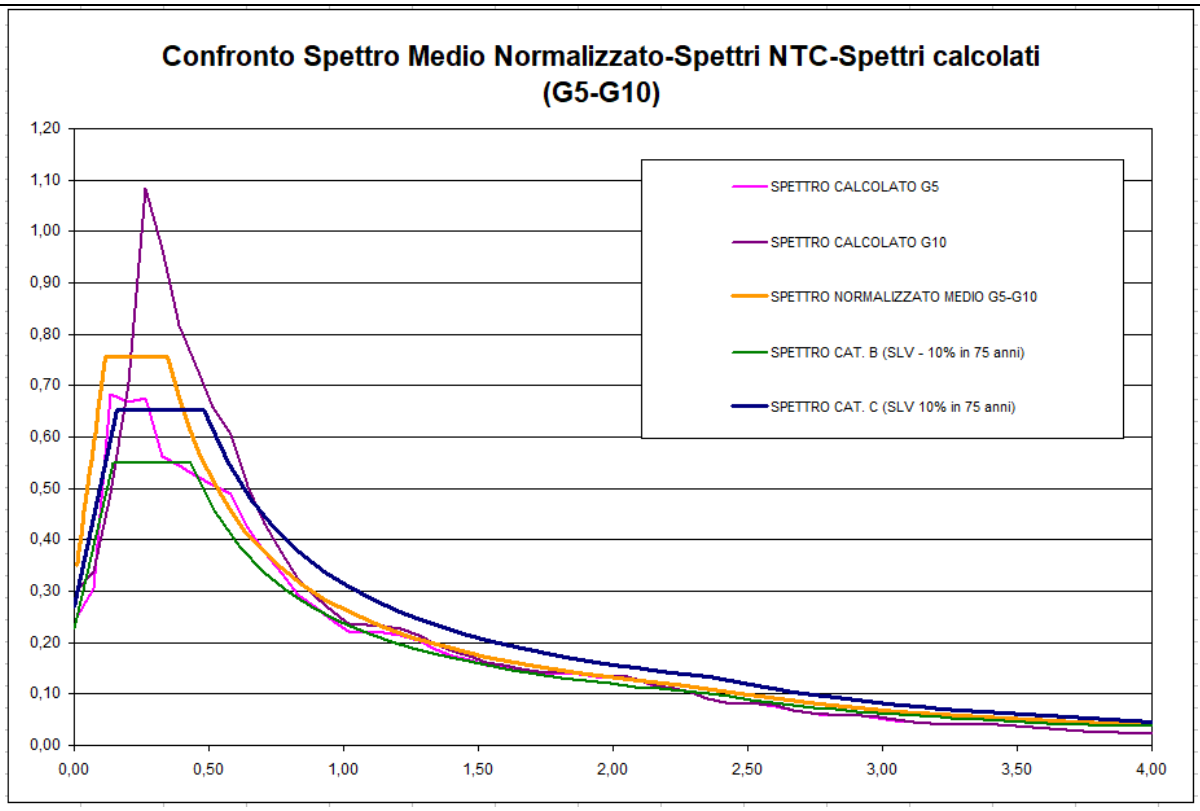


Parametri di Pericolosità Sismica

Stato Limite	Tr	$a_g=A_g/g$	F_o	T^*_c
Operatività (SLO)	45	0.063	2.486	0.269
Danno (SLD)	75	0.077	2.483	0.279
Salvag. Vita (SLV)	712	0.189	2.424	0.313
Collasso (SLC)	1462	0.239	2.447	0.317

Determinazione dei parametri sismici mediante risposta sismica locale:

I parametri sismici adottati nel calcolo sono quelli ottenuti dalla risposta sismica locale , qui di seguito riportati.



Spettri di accelerazione calcolati e spettro normalizzato mediate software

Da cui si ricavano i seguenti parametri sismici:

Param	Valori
Ag (g)	0,189
F0	2,425
Tb	0,116
Tc	0,349
Td	2,356
T*c	0,312
S	1,650
Eta	1,000
Cc	1,120
Coeff	0,756

Parametri sismici

La struttura:

- è un'opera ordinaria;
  → appartiene quindi al tipo di costruzione 2 caratterizzato da Vita Nominale V_N > 50 anni.
- Prevede affollamenti significativi

→ è di classe d'uso III

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	11,32002	Latitudine Nord (Grd)	44,51460
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,05	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,48	Fv	0,93
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,45	Periodo TD (sec.)	1,91
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,11	Periodo T'c (sec.)	0,31
Fo	2,42	Fv	1,42
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,65	Periodo TB (sec.)	0,12
Periodo TC (sec.)	0,35	Periodo TD (sec.)	2,36

(*): Come indicato dall'ordinanza della Regione Emilia-Romagna n° 51 del 5 ottobre 2012 e successive modifiche, allegato A, punto 10, il miglioramento dovrà garantire un livello di sicurezza pari al 60% della sicurezza richiesta per un edificio nuovo.
L'accelerazione di progetto per la verifica SLV è:
$a_{g,SLV}$ = 0,60 x 0,189 = **0,113 g**
a_g x S = 0,113 x 1,65 = 0,186

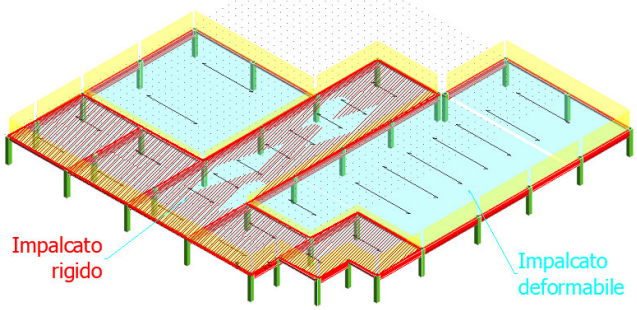
2.1.e Descrizione dei materiali e prodotti per uso strutturale

Per la descrizione dei materiali utilizzati ad uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità, vedere la Relazione dei materiali al capitolo 3.

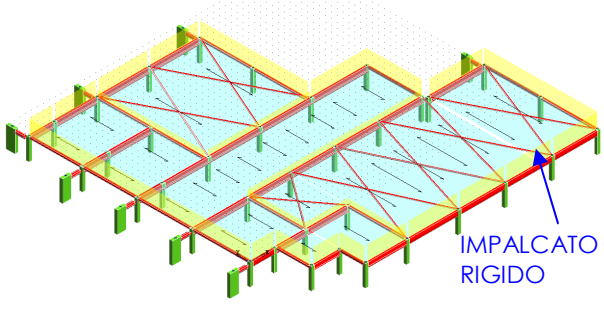
2.1.f Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

- Criteri di modellazione

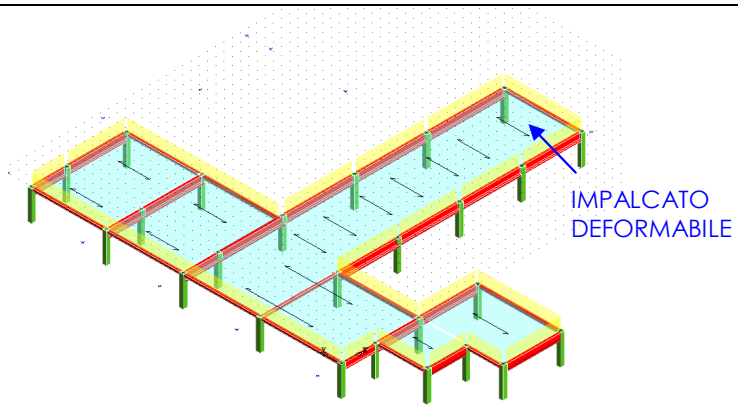
Per il calcolo push over i campi di solaio con soletta e quelli controventati sono stati considerati rigidi.



Stato di fatto: Piano primo



Stato di progetto: Piano primo



Stato di fatto e progetto: Copertura

Nel calcolo Push-over gli impalcati con soletta e gli impalcati con controventi sono stati considerati rigidi.

- Classe di duttilità

La struttura è stata verificata adottando una classe di duttilità bassa: CD B.

- Regolarità in pianta ed in elevazione

- Irregolarità in pianta:
L'edificio per distribuzione in pianta, per diversa luce tra varie campate anche all'interno dello stesso lotto presenta una forte irregolarità in pianta. Tale irregolarità in pianta crea eccentricità e possibili effetti torsionali.

- Irregolarità in altezza
La struttura è irregolare in altezza in quanto presenta una distribuzione degli impalcati diversa all'interno dello stesso corpo di fabbrica, dove sono presenti una porzione con doppio volume e una con piano intermedio e due coperture a quote diverse.

La tipologia strutturale sismo-resistente è quella di struttura a telaio con collegamenti a cerniera.
Alla base della struttura sono stati considerati vincoli cedevoli alla Winkler.
Nello stato di progetto verranno inseriti setti esterni di controvento in c.a. collegati al capannone mediante Brad.

- Determinazione del fattore di struttura q

Per il calcolo dettagliato del fattore di struttura vedere il paragrafo 2.3.
Si riportano i valori del fattore di q adottati:

$q_{FATTO} = 1,5$
$q_{PROG} = 2,5$ (per il calcolo del push-over la determinazione di q è priva di significato; q verrà utilizzato per determinare le sollecitazioni sugli elementi significativi e per la verifica delle fondazioni)

- Giunto sismico

Il capannone è separato dalla torretta da un giunto strutturale; la dimensione andrà verificata in corso d'opera ed eventualmente adeguata a quella di progetto.

Vedere anche "Metodi di calcolo" nell'Allegato "Descrizione del modello di calcolo e risultati dell'analisi".

2.1.g Indicazione delle principali combinazioni delle azioni

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	1,50	1,05	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Neve h<=1000	0,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.

DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	1,00	-1,00	1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 0	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.

DESCRIZIONI	31	32	33	34
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	-0,30	0,30	-0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-1,00	-1,00	1,00	1,00
Sisma direz. grd 0	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00

Vedere "Combinazioni di carico" in Parte I dell'Allegato "Descrizione del modello di calcolo e risultati dell'analisi".

2.1.h Indicazione del metodo di analisi

Sono state adottati i seguenti metodi di analisi:

- Per la verifica sismica dello stato di fatto è stata eseguita un'analisi dinamica nodale
- Per la verifica sismica dello stato di progetto è stata eseguita un'analisi statica non lineare (PUSH OVER).
- Per determinare le sollecitazioni sugli elementi strutturali dello stato di progetto è stata eseguita un'analisi dinamica nodale
- Il modello geotecnico utilizzato è quello di trave su suolo elastico (modello alla Winkler). Sono state effettuate le verifiche nella combinazione sismica (condizione non drenata).

In accordo al punto 7.3.4.1 delle NTC 2008, sono soddisfatte le condizioni di applicabilità del push-over, in quanto:

- La massa eccitata nelle due direzioni è superiore al 75%: pertanto si è potuta eseguire l'analisi con una distribuzione proporzionali alle forze statiche (Gruppo I)

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

SISMA DIREZIONE: 0°

Massa eccitata (t): 1602.82 Massa totale (t): 1602.82 Rapporto:.**99**

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	2,819	7,06	7,95	0,50	1	0,92	-11,93	146,21	441,01
2	39,913	100,00	1593,07	99,39	1	192,38	15,05	9,90	
3	1,343	3,37	1,80	0,11	1	0,26	-3,11	-127,13	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

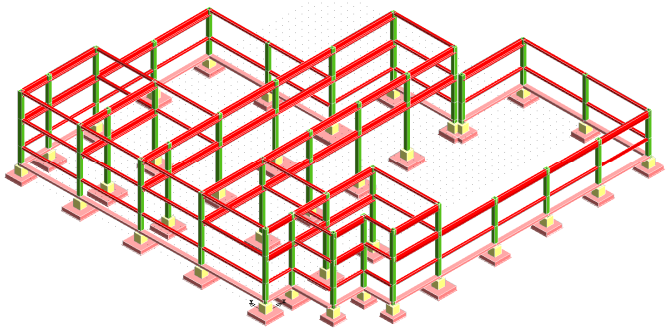
SISMA DIREZIONE: 90°

Massa eccitata (t): 1602.82			Massa totale (t): 1602.82		Rapporto:1				
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	36,466	100,00	1329,80	82,97	1	-11,93	154,38	-1891,35	456,82
2	3,122	8,56	9,74	0,61	1	15,05	1,18	0,77	
3	16,226	44,50	263,29	16,43	1	-3,11	37,63	1535,72	

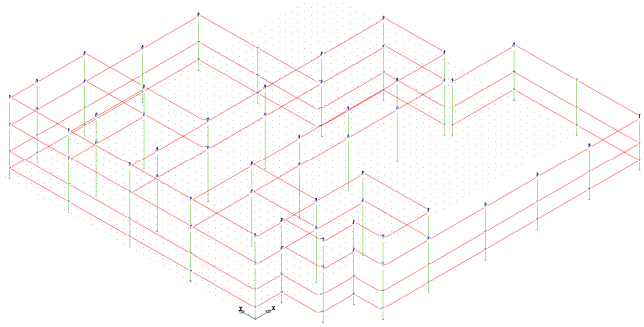
- La distribuzione proporzionale alle masse (Gruppo 2) è sempre applicabile.

Inoltre, trattandosi di edificio esistente in c.a. con livello di conoscenza LC3, in accordo alla tabella C8A.1.2 sono ammessi tutti i metodi di analisi.
Il calcolo del push over è stato eseguito inserendo negli elementi in c.a. del modello di calcolo l'armatura riportata negli esecutivi della precedente pratica. (vedere"*Parte I, Descrizione del modello, Armature")*.

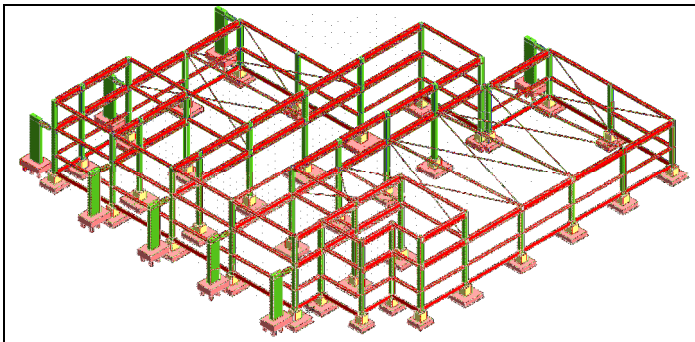
Il modello numerico viene generato dal programma attraverso la creazione di un premodello denominato "input per impalcati". Il modello di calcolo vero e proprio e formato da aste. Il programma genera in automatico link rigidi per simulare i disassamenti tra gli elementi.



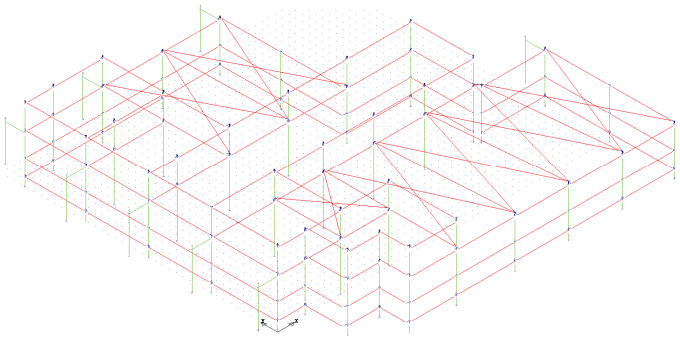
STATO DI FATTO: Analisi dinamica nodale
Modello di calcolo (con spessori)



STATO DI FATTO: Analisi dinamica nodale
Modello di calcolo (senza spessori)



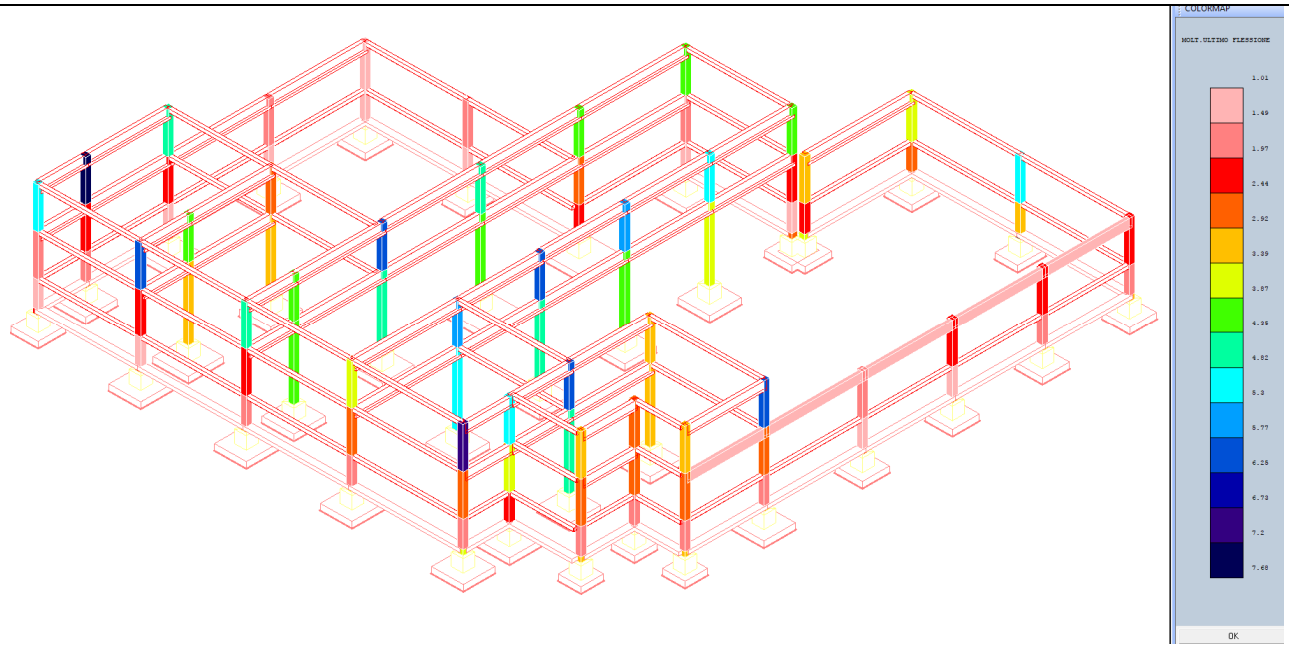
STATO DI PROGETTO: Analisi statica non lineare
Modello di calcolo (con spessori)



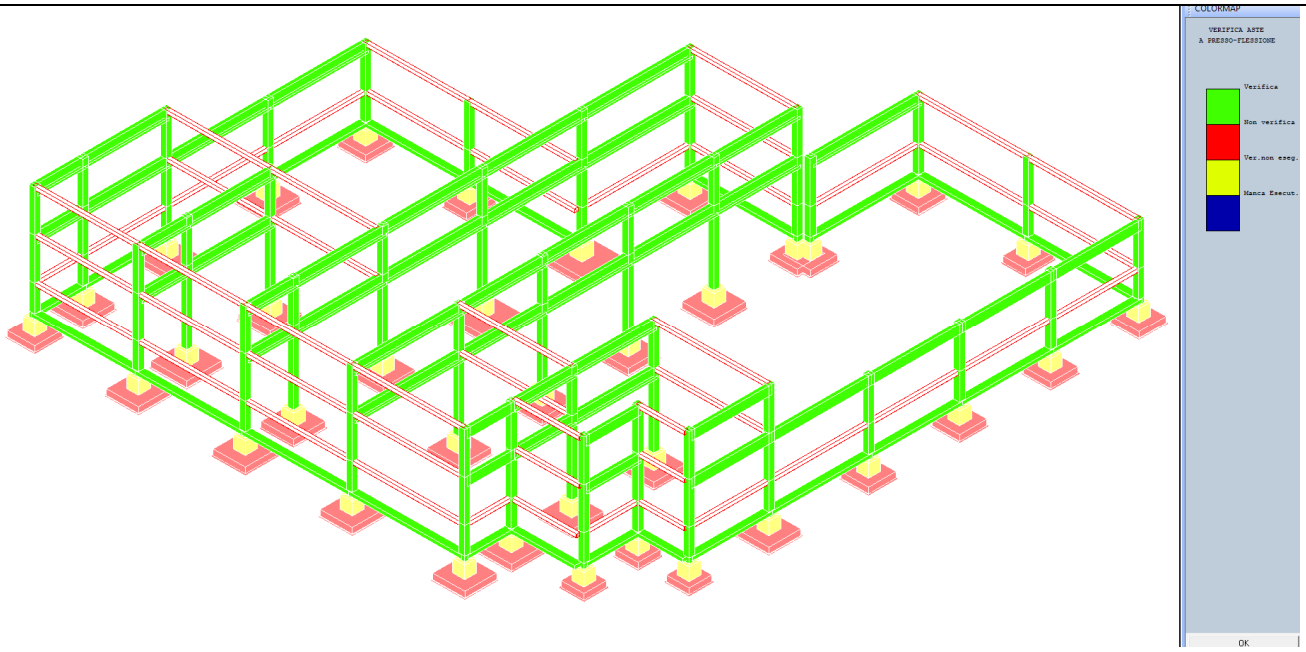
STATO DI PROGETTO: Analisi statica non lineare
Modello di calcolo (senza spessori)

SINTESI DEI PRINCIPALI RISULTATI

Si è eseguita un'analisi dinamica nodale.



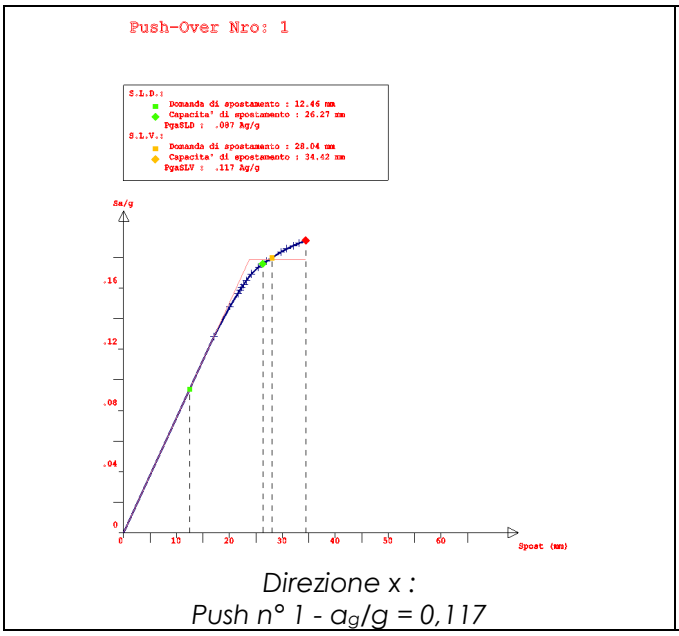
Stato di fatto: Diaframma del momento ultimo a flessione per $a_g/g = 0,18\ a_g/g_{NTC2008}$



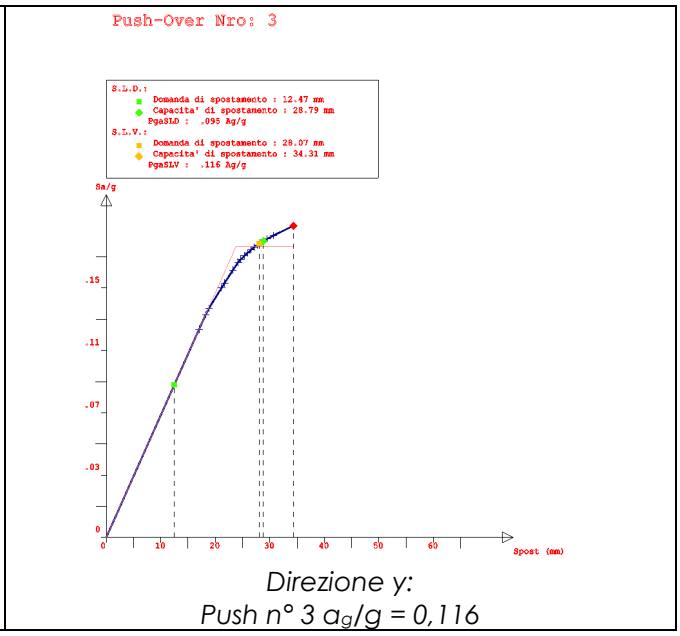
Stato di fatto- Risultato verifica elementi in c.a con $a_g/g = 18\ \%\ a_g/g$ NTC2008

Si riportano i diagrammi del push-over relativi all'accelerazione minima sopportabile dalla struttura nella direzione x e y, nello stato di progetto.

PUSH n°		SLV			
numero		domanda	capacità	Ag/g resistente	Ag/g progetto
		(mm)	(mm)		
1	x	28,04	34,42	0,117	0,113
2	x	28,00	34,64	0,118	0,113
3	y	28,07	34,31	0,116	0,113
4	y	28,53	35,63	0,119	0,113
9	x	28,00	35,15	0,120	0,113
10	x	28,04	34,22	0,116	0,113
11	y	28,53	35,44	0,118	0,113
12	y	28,07	34,88	0,118	0,113



Direzione x :
Push n° 1 - a_g/g = 0,117



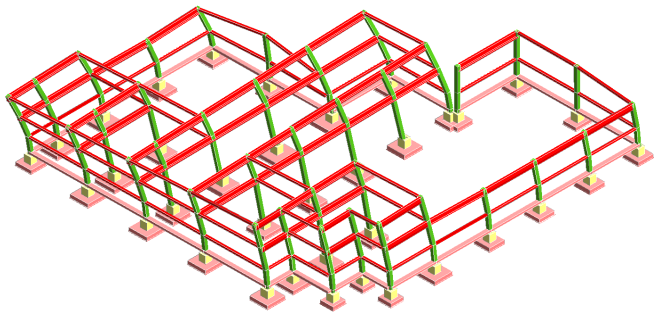
Direzione y:
Push n° 3 a_g/g = 0,116

2.1.i Criteri di verifica

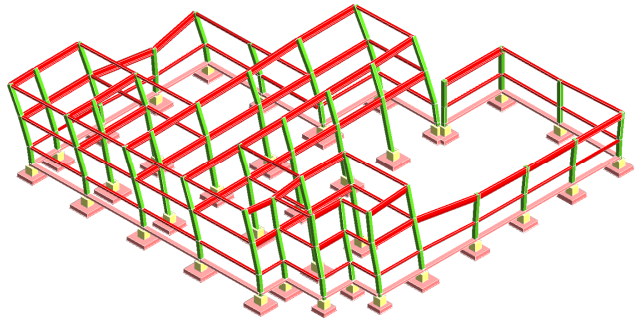
Per le verifiche sismiche e stato adottato un criterio di verifica agli stati limite ultimi; vedere anche l'Allegato "Descrizione del modello di calcolo e risultati dell'analisi" e paragrafo 2.3 per le verifiche dei principali elementi significativi.

2.1.j Rappresentazione delle configurazioni deformate e della caratteristiche di sollecitazione più significative

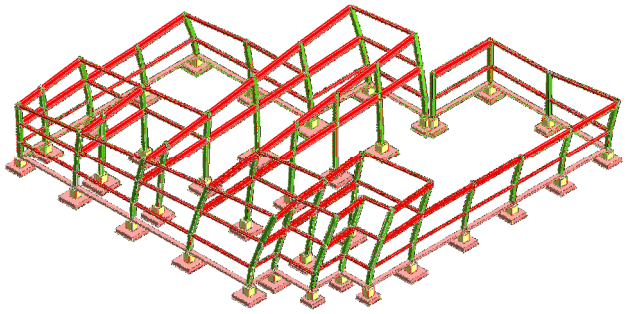
Si riportano le configurazioni deformate e l'inviluppo delle sollecitazioni più significative:



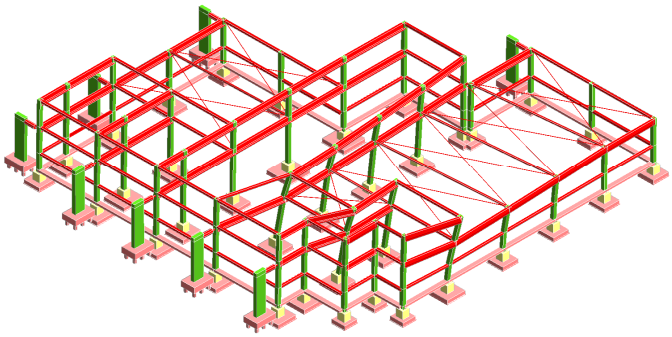
STATO DI FATTO: Deformata primo modo di vibrare



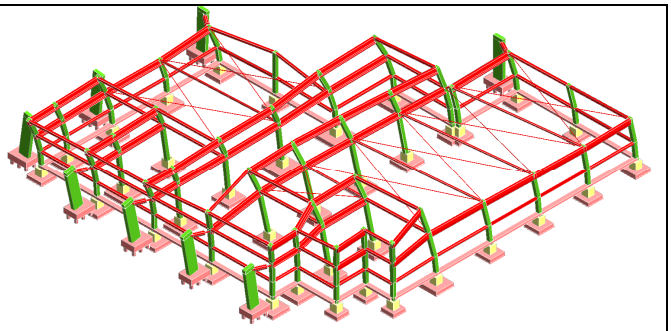
STATO DI FATTO: Deformata secondo modo di vibrare



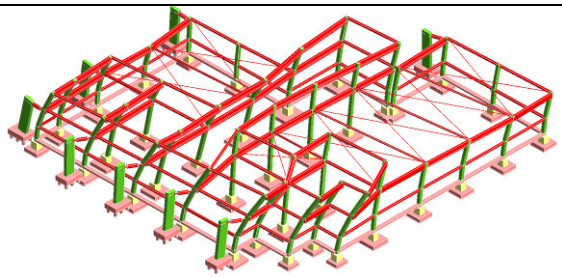
STATO DI FATTO: Deformata terzo modo di vibrare



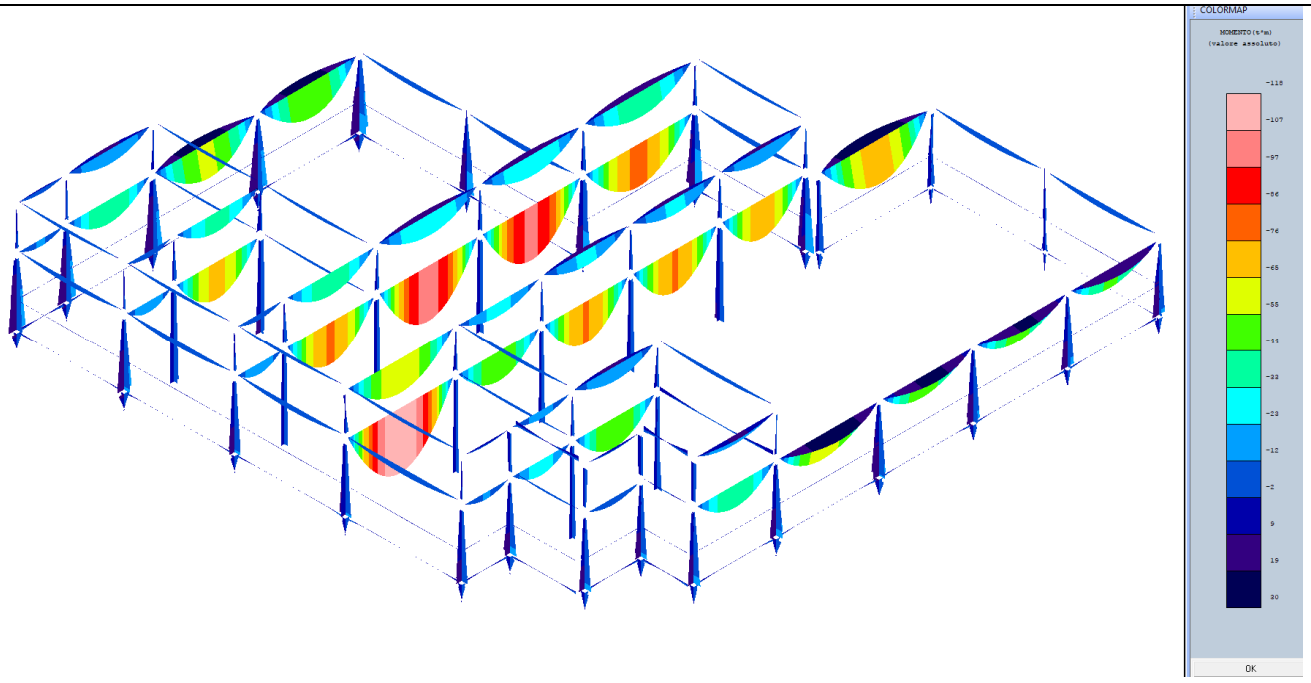
STATO DI PROGETTO: Deformata primo modo di vibrare



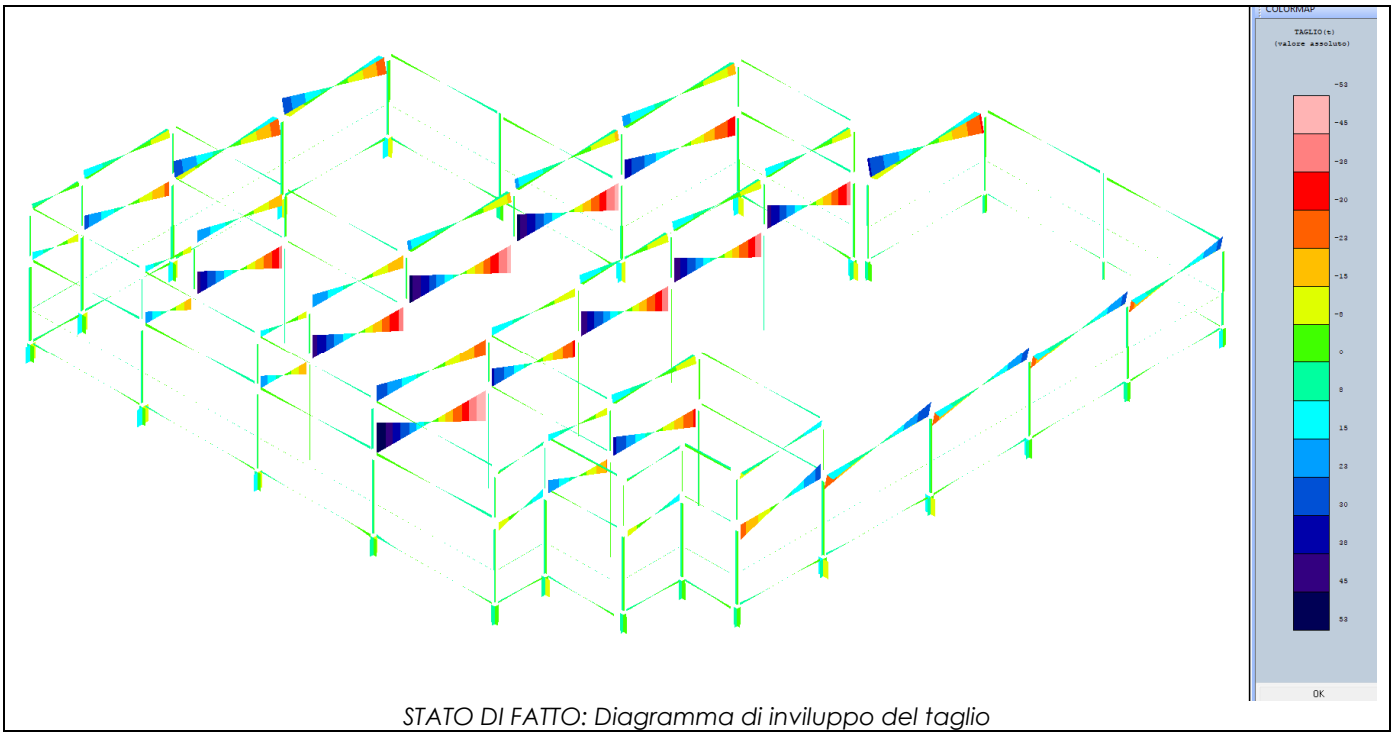
STATO DI PROGETTO: Deformata secondo modo di vibrare



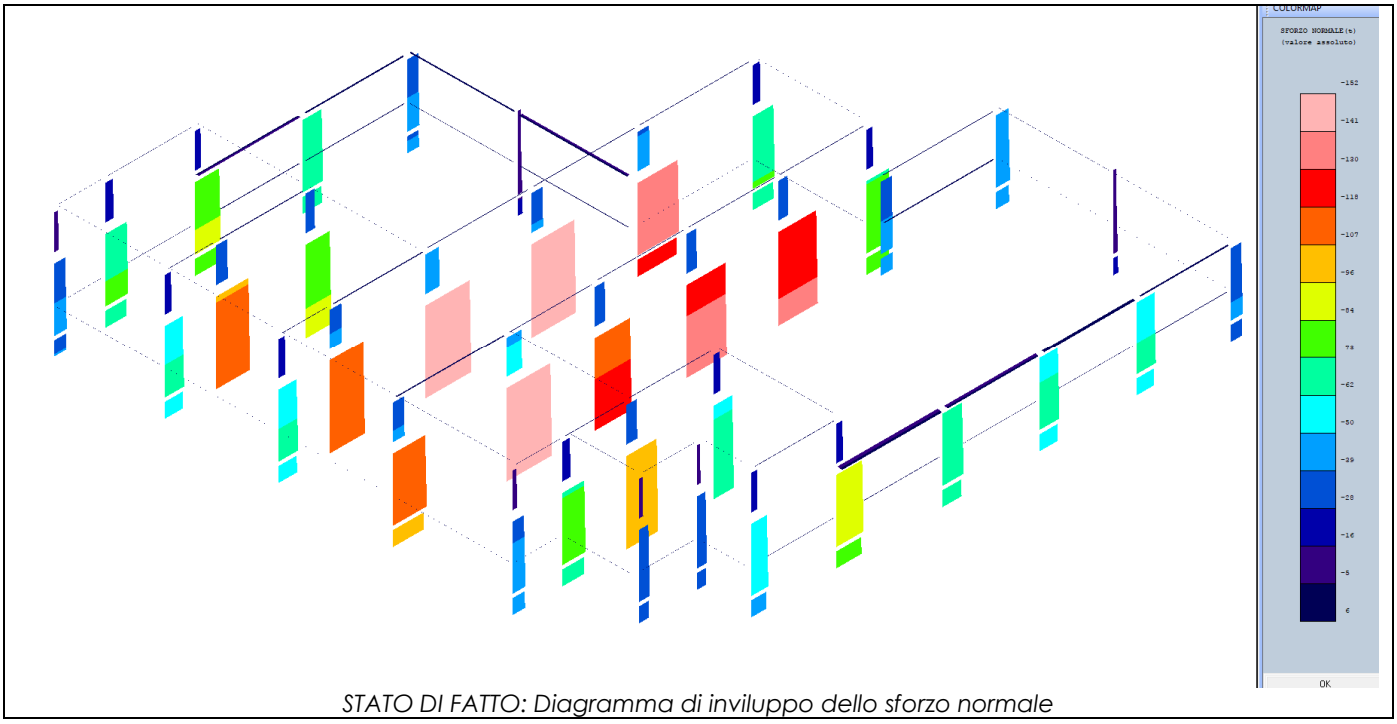
STATO DI PROGETTO: Deformata terzo modo di vibrare



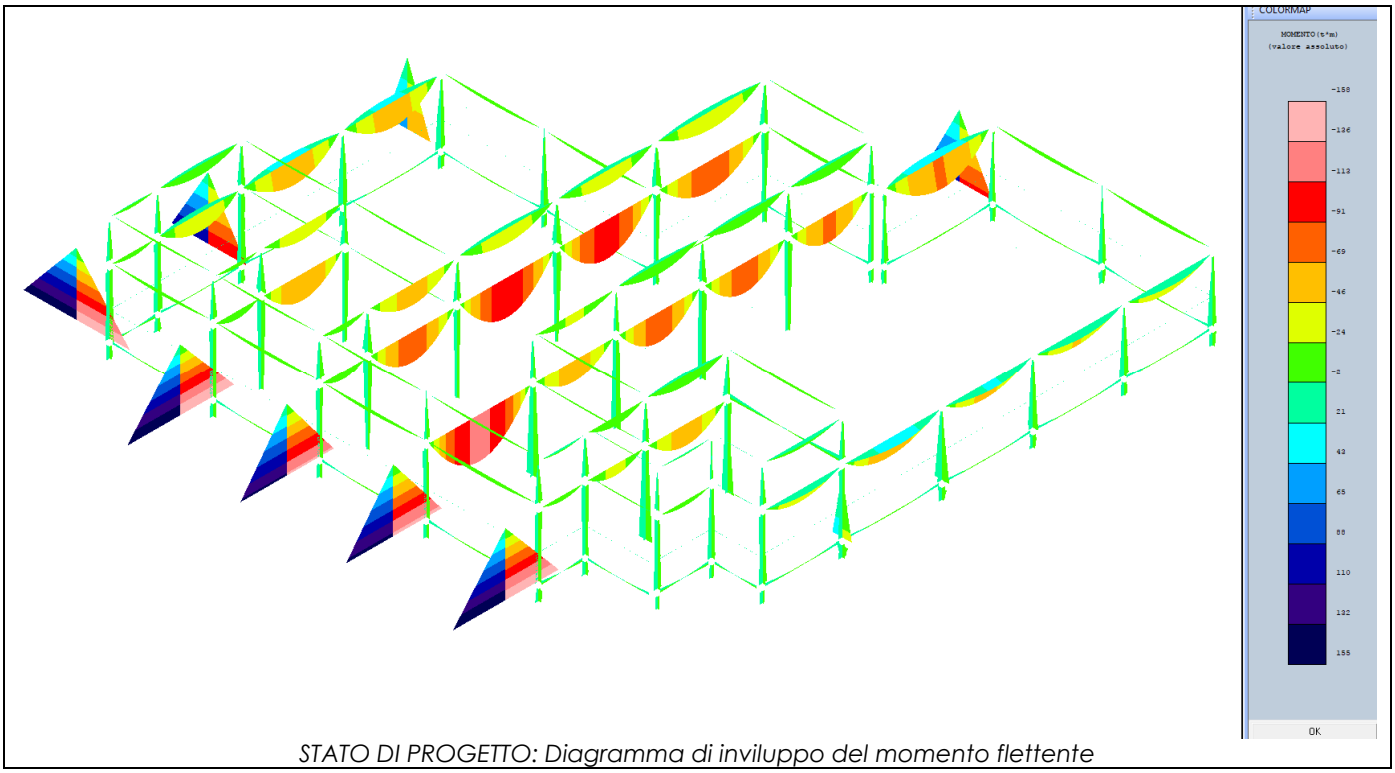
STATO DI FATTO: Diagramma di inviluppo del momento flettente



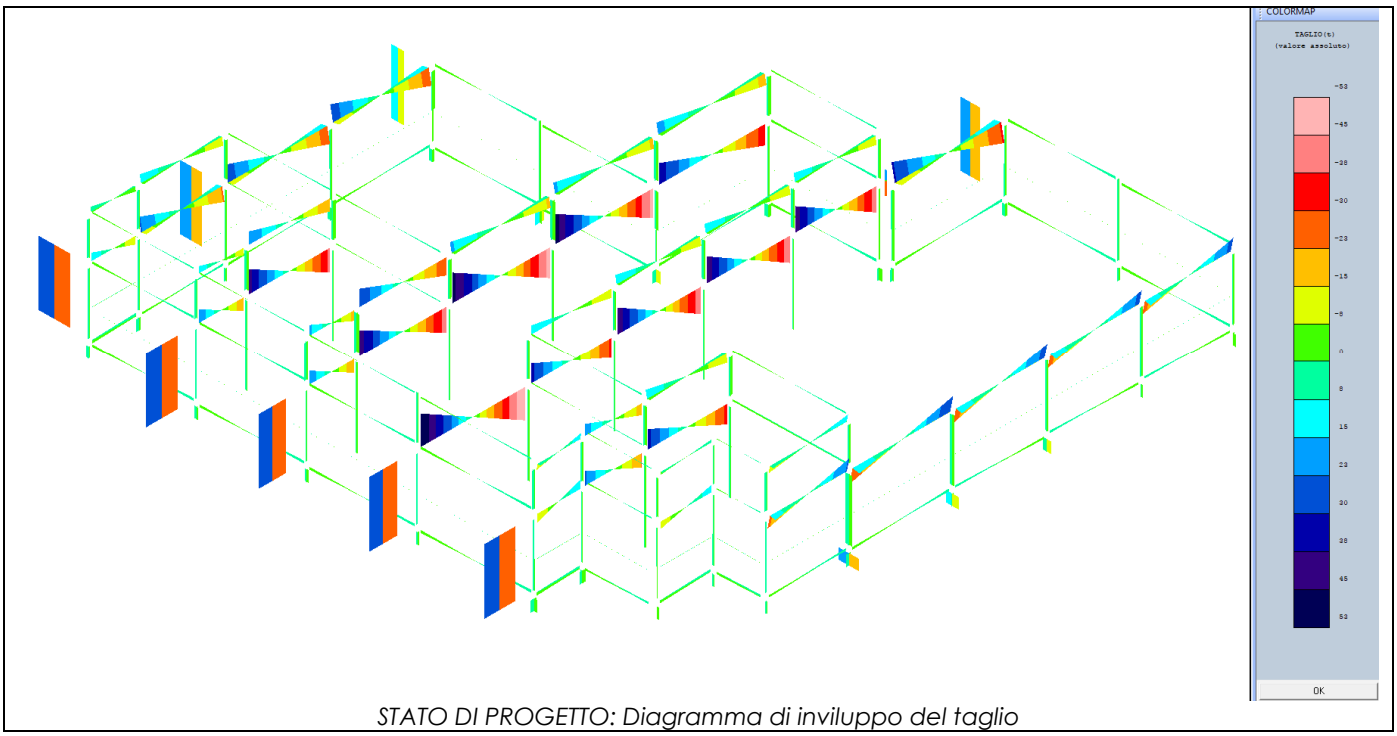
STATO DI FATTO: Diagramma di inviluppo del taglio



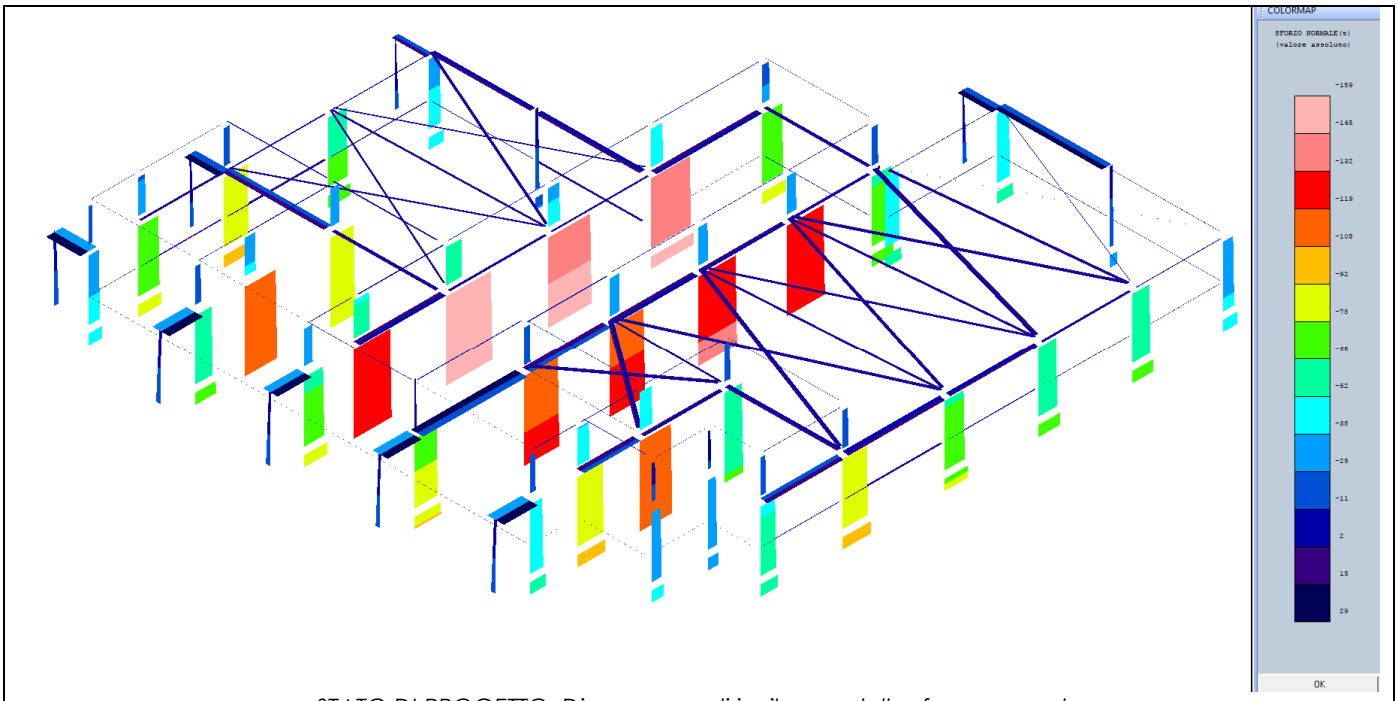
STATO DI FATTO: Diagramma di inviluppo dello sforzo normale



STATO DI PROGETTO: Diagramma di inviluppo del momento flettente



STATO DI PROGETTO: Diagramma di inviluppo del taglio



2.1.k Caratteristiche e affidabilità dei codici di calcolo

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2012
Nro Licenza	32134

Ragione sociale completa del produttore del software:
S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.
Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri
95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

Nel sito della ditta S.T.S., "Software Tecnico Scientifico" è possibile scaricare le informazioni relative ad "origine e caratterizzazione dei codici di calcolo"e "affidabilità dei codici utilizzati" e "validazione dei codici" relativi al programma di calcolo CDS2014.
Si riportano di seguito gli estremi della licenza:
Utente: Andrea Brighenti
Chiave numero: 32134
L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.
La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all' indirizzo:
http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm

Per verificare l'attendibilità di risultati forniti dal programma di calcolo, si e eseguita la verifica dei principali elementi significativi mediante fogli di calcolo (vedere paragrafo 2.3 "Giudizio motivato di attendibilità dei risultati").

2.1.l Strutture geotecniche o di fondazione

Vedere la relazione geologica in allegato e paragrafo 6.2.

2.1.m Categoria di intervento previsto

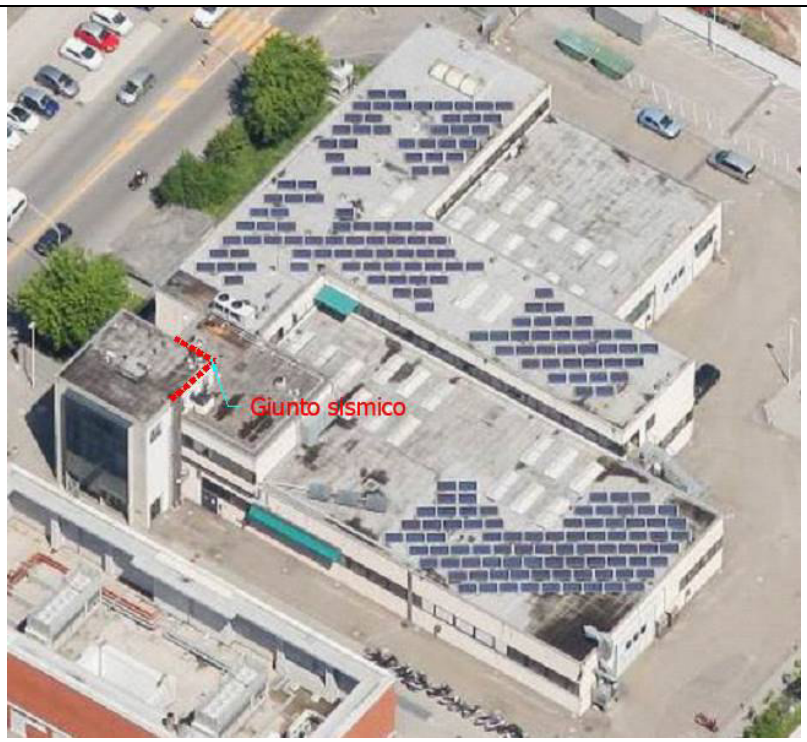
Trattasi di una costruzione in c.c.a. prefabbricata che ha subito danneggiamenti a seguito del terremoto.
Si prevedono i seguenti interventi di consolidamento:

- Connessioni fra tegoli e travi
- Connessioni fra travi e pilastri
- Messa in sicurezza dei pannelli esterni
- Inserimento di controventi di piano sul solaio di copertura dove non è presente la soletta
- Messa in sicurezza di alcune pareti di separazione degli ambienti situate al piano terra
- Eventuale allargamento del giunto sismico tra il capannone e la torretta
- Introduzione di setti esterni di controvento in c.a. collegati alla struttura esistente mediante smorzatori isteretici

Secondo il DM del 14/01/2008 l'intervento è di miglioramento con il raggiungimento di una sicurezza strutturale per azioni sismiche pari almeno al 60% di quello previsto per le nuove costruzioni.

2.1.n Descrizione della struttura esistente nel suo insieme

Oggetto della relazione è un fabbricato industriale misto in c.a. e c.a.p., attualmente sede del Laboratorio di Ingegneria Meccanica del DIN, sito in via Terracini 24/26, nel Comune di Bologna. Il capannone è costituito da due piani fuori terra.
La costruzione dell'edificio risale ai primi anni '90, così come i fabbricati adiacenti.
Da sottolineare che il tipo di strutture rilevate, la cui descrizione è lasciata al paragrafo seguente, risultano perfettamente compatibili con le tipologie costruttive in uso all'epoca dell'edificazione e dei successivi interventi di modifica cui il fabbricato è stato oggetto.
Verrà garantito un giunto sismico tra la struttura in oggetto e la torretta indicata nell'immagine seguente.



U.S. individuata

SINTESI DELEL VULNERABILIA' RISCONTRATE:

Sono state riscontrate le seguenti vulnerabilità:

Irregolarità in pianta: L'edificio per distribuzione in pianta, per diversa luce tra varie campate anche all'interno dello stesso lotto presenta una forte irregolarità in pianta. Tale irregolarità in pianta crea eccentricità e possibili effetti torsionali.

Irregolarità in altezza: La struttura è irregolare in altezza in quanto presenta una distribuzione degli impalcati diversa all'interno dello stesso corpo di fabbrica, dove sono presenti una porzione con doppio volume e una con piano intermedio e due coperture a quote diverse

Pilastri con buona sezione in cls ma debolmente armati: Si hanno (oltre alle criticità evidenziate in precedenza) pilastri con buona sezione in cls (50*50cm) ma armature molto rade (staffe Φ6/20cm e armatura longitudinale progettata per le sole azioni verticali). Anche per tale motivo le verifiche iniziali sono effettuate con fattore di struttura 1.5 come previsto dall'EC8 e dalle NTC2008

Mancanza di collegamenti: Sono assenti collegamenti nei nodi trave-pilastro, trave-tegolo.

Paramenti murari non ancorati: I paramenti murari di divisione tra le strutture prefabbricate risultano non ancorati, di grande lunghezza, di grande altezza e quindi anche di forte snellezza. Nelle opere di messa in sicurezza sono stati inseriti dei profilati metallici su tutta l'altezza della muratura, proprio al fine di dare un ammorsamento e un ancoraggio al fine di prevenire i meccanismi di ribaltamento.

2.1.o Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali

Sono stati disponibili:

- ·disegni da carpenteria originali non rilievo visivo a campione
- ·dettagli costruttivi completi con limitate verifiche in situ
- ·specifiche originali di progetto con estese prove in situ

In accordo alla tabella C8A.1.1, il livello di conoscenza acquisita è LC3, cioè conoscenza ACCURATA, a cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1,00.
Vedere anche l'Allegato D del laboratorio di Fisica Tecnica "Valutazione sulle prove necessarie per il raggiungimento del livello di conoscenza accurata LC3" e la relazione depositata nella precedente pratica.

CALCESTRUZZO ESISTENTE (PILASTRI)

Dai risultati delle prove sui cubetti in cls e barre in c.a. (riportate dal "Laboratorio provinciale prove materiali" di Caste Maggiore, Via Saliceto con Prot. Gen 004/0407/93 e Prot. Gen 004/0261/94), dalla "Relazione sulle caratteristiche dei materiali impiegati" depositata con il progetto originale e dalla campagna di prove eseguite si sono ricavate le seguenti caratteristiche sui materiali:

I pilastri esistenti sono realizzati in cls C40/50 e acciaio Feb44K

Calcestruzzo Rck500:
Resistenza caratteristica:

f_{ck} = 0,83 x 50= 41,1 N/mm2
α_{CC} = 0,85
coefficiente parziale di sicurezza: γ_M =1,5
f_{cd} = 0,85 x 41,5 /1,5 = 23,5 N/mm2
Fattore di confidenza:
FC = 1
$f_{cd,esistente}$ = 23,5 /1 = 23,5 N/mm2

Acciaio per c.a.
Resistenza caratteristica:
f_{yk} = 450 N/mm2
coefficiente parziale di sicurezza: γ_M =1,15
Resistenza di progetto:
fsd = 450/1,15 = 391 N/mm2
Fattore di confidenza:
FC = 1
$f_{sd,esistente}$ = 391 /1 = 391 N/mm2
Per una descrizione più dettagliata vedere cap. 6 "Relazioni specialistiche sui risultati sperimentali".

2.1.p Risultati del confronto tra pre e post intervento

Dai risultati ottenuti si evidenzia il miglioramento dei livelli di sicurezza post-intervento.

	FS attuale	FS progetto
MECCANICA	18% ag/g NTC2008	60% ag/g NTC2008

2.2 Analisi dei carichi

2.2.1 Copertura

Il peso proprio degli elementi strutturali principali viene calcolato in automatico dal programma di calcolo in base all'effettiva geometria assumendo un peso specifico per il calcestruzzo armato pari a 25,0 kN/m³.
Peso proprio dei tegoli:
$q_{pr,tegoli} = A_{sez,trasv} \gamma\ i$ = 0,20 x 25 x 100 / 250 = 2,00 kN/m²

Elemento				propri	permanenti portati
Pannelli solari					0,20
Coibentazione	s = 5		γ = 1,0		0,10
Isolante	s = 5		γ = 2,0		0,10
Massetto alleggerito	s = 5		γ = 10,0		0,50
Travetti precompressi				2,00	
				2,00	0,90

Pendenza copertura p%= 0% Δ% = 0% incremento

Carichi caratteristici di progetto			
Propri	$q_{k,pr}$ =	**2,00**	kN/m²
Permanenti portati	$q_{k,pp}$ =	**0,90**	kN/m²
Variabili (manutenzione)	$q_{k,var}$ =	**0,50**	kN/m²
Variabili (neve)	$q_{k,var}$ =	**1,20**	kN/m³

Analisi dei carichi variabili
Zona: Bologna
a_s = 54 msl
$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_T$

zona 1 mediterranea (Bologna); a_s < 200 msl
q_{sk} = 1,5 kN/m^2

α =5°
μ_1 = 0,8

C_E = 1 (coefficiente di esposizione)
C_T = 1 (coefficiente termico)

$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_T$ = 0,8 x 1,5 x 1 x 1 = 1,20 kN/ mq

Pertanto si adottano i seguenti carichi:
$q_{k\ proprio}$ = 2,00 kN/mq
$q_{k\ perm}$ = 0,90 kN/mq
q_{kvar} = 1,20 kN/mq
Carico variabile in copertura per la sola manutenzione:
q_{kvar}= 0,50 kN/mq

2.2.2 Solaio piano primo

Il peso proprio degli elementi strutturali principali viene calcolato in automatico dal programma di calcolo in base all'effettiva geometria assumendo un peso specifico per il calcestruzzo armato pari a 25,0 kN/m^3.
Peso proprio dei tegoli:
$q_{pr,tegoli} = A_{sez,trasv}\ \gamma\ i$ = 0,20 x 25 x 100 / 250 = 2,00 kN/m^2

Elemento					propri	permanenti portati
Pavimentazione	s = 1,5			γ = 20,0		0,30
Sottofondo	s = 6			γ = 20,0		1,20
Soletta in c.a.	s = 6			γ = 25,0		1,50
Travetti precompressi					2,00	
					2,00	3,00

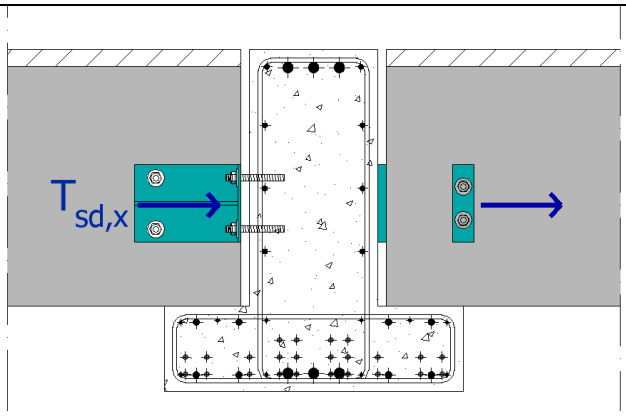
Carichi caratteristici di progetto			
Propri	$q_{k,pr}$ =	**2,00**	kN/m^2
Permanenti portati	$q_{k,pp}$ =	**3,00**	kN/m^2
Variabili (uffici)	$q_{k,var}$ =	**2,00**	kN/m^2

Peso pannelli esterni
Si è considerato un peso specifico pari a:
γ = 15 kN/m^3

2.3 Verifica degli elementi significativi

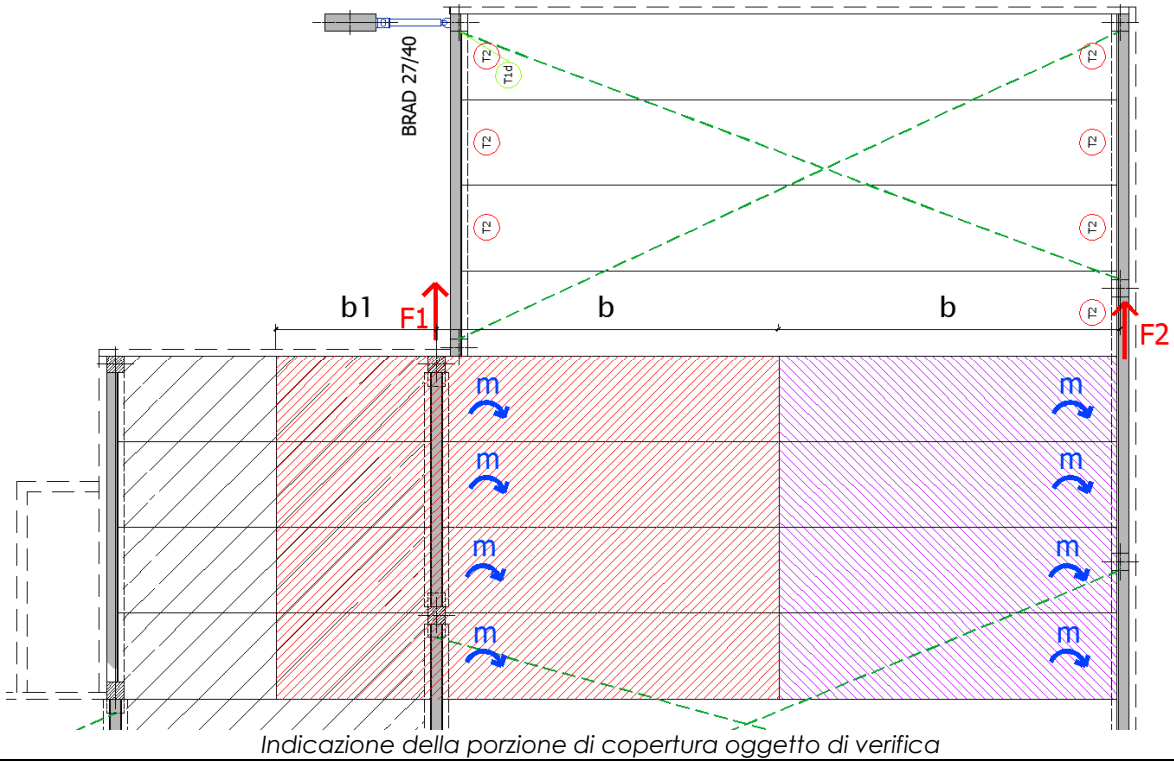
2.3.1 Piano primo - Verifica collegamento T2: trave-tegolo

Si esegue la verifica del collegamento trave-tegolo del solaio del piano intermedio.
Per determinare la forza con cui verificare il collegamento esistente, viene analizzata una campata terminale composta da 4 tegoli di dimensioni 2,5 di base e 0,60 m di altezza che appoggiano su una trave perimetrale a L e una interna a T rovescia.



Indicazione del collegamento oggetto di verifica

Sisma in direzione y



Indicazione della porzione di copertura oggetto di verifica

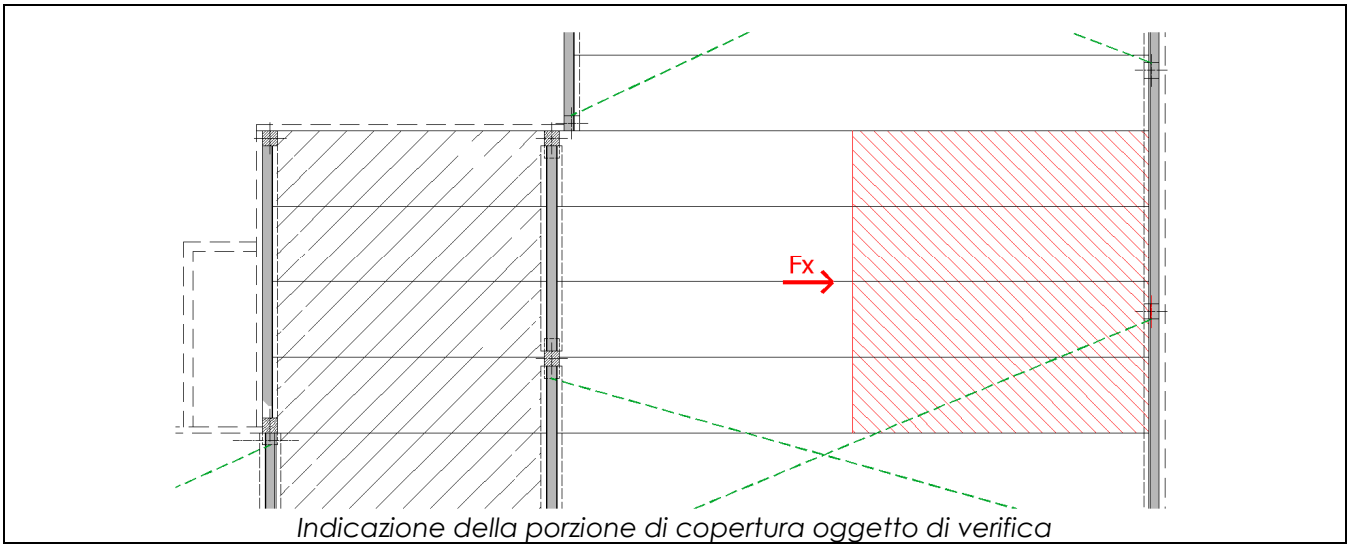
Dall'equilibrio alla rotazione si ottiene:
$4 \times 2\ m = F_2\ b - F_1\ b$
$8\ m = (F_1 - F_2)b$
$m = (F_1 - F_2)b\ /8$

Le forze F1 e F2 vengono calcolate considerando l'aerea di influenza dei due telai, riportate in Figura 12. L'accelerazione viene calcolata facendo riferimento al periodo del fabbricato nella direzione di interesse. Si ottiene un periodo di circa 0,86 sec che corrisponde ad un
$S_Ad(t) = a_g \times S\ F_0 / q\ (T_c/T) = 0{,}186 \times 2{,}43 \times (0{,}349 / 0{,}86) = 0{,}18$ g.

q_{permP1} =	2,0	KN/m^2	$q_{permCOP}$ =	0,9	KN/m^2
q_{varP1}=	2,0	KN/m^3	q_{varCOP} =	1,2	KN/m^3
Ψ_{P1} =	0,3		Ψ_{COP} =	0	
i_{tegolo}=	2,5	m			
TEGOLO tipo 1			TEGOLO tipo 2		
n° =	4		n° =	4	
l =	9,3	m	l =	19,5	m
P_{tegolo} =	56	KN	P_{tegolo} =	117	KN
TRAVE 1 (a L)			TRAVE 2 (a T)		
l =	1	m	l =	1	m
P_1=	7	kN	P_2=	8	kN
M_1 =	373	kN	M_2 =	251	kN

Per cui:
$F_1 = M_1\ Sa\ (T) = 373 \times 0{,}18 = 67$ kN
$F_2 = M_2\ Sa\ (T) = 251 \times 0{,}18 = 45$ kN
$m = (F_1 - F_2)b\ /8 = (67 - 45)\ x9{,}85\ /\ 8 = 27$ kNm
La forza agente sul singolo collegamento è:
$f_y = m/\ b_1 = 27\ /\ 1{,}4 = 19$ kN

Sisma in direzione x



Indicazione della porzione di copertura oggetto di verifica

Per considerare il sisma in direzione x, si calcola la forza agente sul tegolo come la massa del tegolo per l'accelerazione (calcolata facendo riferimento al periodo del fabbricato nella direzione di interesse. Si ottiene un periodo di circa 0,86 sec che corrisponde ad un
$S_Ad(t) = 0{,}18$ g.

$f_t = M_{teg,est}\, S_d(T) = P_{tegolo} + (q_p + \Psi\, q_v)\, i\, l\, /2 = [117/2 + (0{,}9 \times 2{,}5 \times 9{,}85\,)/2] \times 0{,}18 = (59 + 11) \times 0{,}18 = 13$ kN

Essendo 2 le anime di ogni tegolo, l'azione trasmessa su ogni collegamento è:

$f_x = f_T/2 = 13/2 = 6{,}5$ kN

Combinazione sismica

$F_x = E_x + 0{,}3\, E_y = 6{,}5 + 0{,}3 \times 19 = 12$ kN
$F_y = E_y + 0{,}3\, E_x = 19 + 0{,}3 \times 6{,}5 = 21$ kN

Verifica collegamento lato trave

Si utilizzano 2 barre M12 inghisate nella trave per una profondità di circa 10 cm.

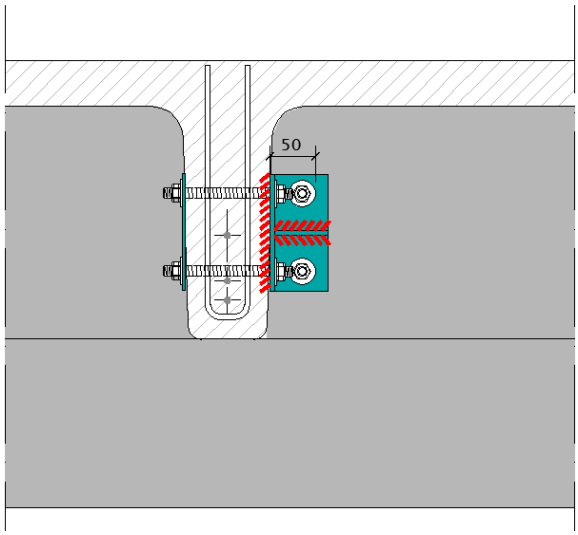
ANCORANTI			ROTTURA DELL'ACCIAIO		
h_{ef}=	100	mm	$N_{Rk,s}$=	70,57	kN
CLS			γ_{MS}=	1,5	
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq	$N_{Rd,s}$=	47,05	kN
$\psi_{c,c}$=	1,10		ROTTURA PER SFILAMENTO		
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq	$N^0_{Rk,p}$=	74,64	kN
ACCIAIO			γ_{Mc}=	1,80	
Φ=	12	mm	$N^0_{Rd,p}$=	41,47	kN
f_{uk}=	800	N/mmq	ROTTURA CONO CLS		
As,res/A_s=	0,78	%	$N^0_{Rk,c}$=	71,42	kN
$A_{s,res}$=	88,2	mmq	$N^0_{Rd,c}$=	39,68	kN
RESISTENZA A TRAZIONE			**N_{Rd}=**	**40**	**kN**

Per le specifiche dei simboli usati per il calcolo della resistenza dei tasselli vedere l'Allegato C del Laboratorio di Fisica Tecnica.
La resistenza a trazione fornita dalle 2 barre è:
$N_{Rd,TOT} = 2 \times N_{sd} = 2 \times 40 = 80$ kN $> N_{sd} = 21$ kN

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica angolare

Per il dimensionamento dell'angolare si considera lo schema statico di piastra incastrata su sue lati come riportato nell'immagine seguente.



Indicazione dell'angolare oggetto di verifica

$M_{sd} = F_{sd}/2\ d = 21/2 \times 50 = 525$ kNmm
$W_{pl} = b\ s^2/6 = 180 \times 10^2 / 6 = 3.000$ mm^3
La tensione sollecitante la piastra è:
$f_{yd} = M_{sd} / W_{pl} = 525 \times 1.000 / 3.000 = 175$ N/mm^2

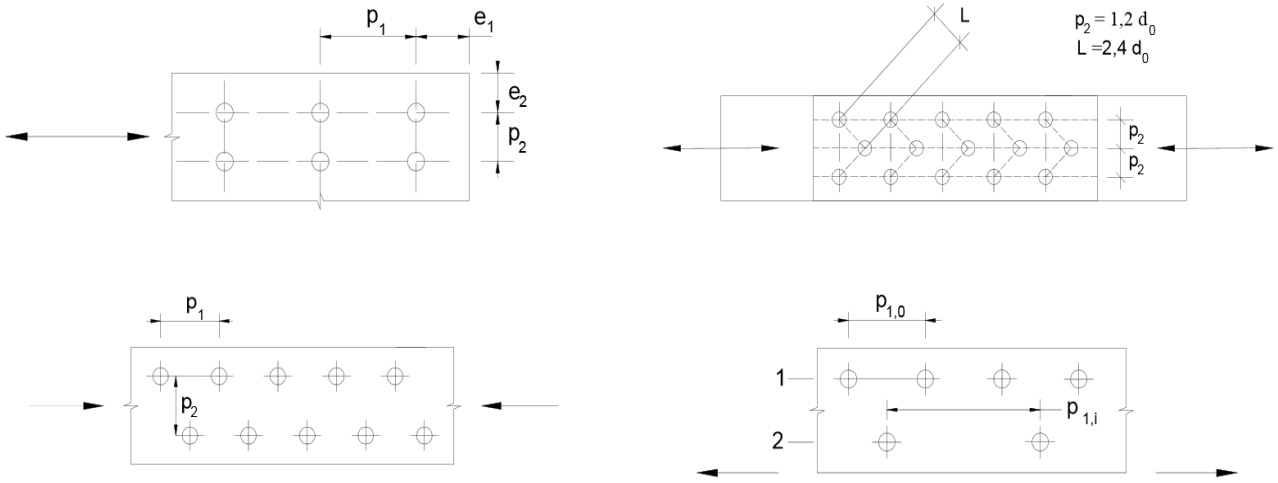
La verifica dell'angolare è soddisfatto senza considerare il contributo della piastra di irrigidimento.

Verifica collegamento lato tegolo

Il collegamento sul tegolo è sollecitato a taglio.

Spiegazione dei simboli usati:

d_0	diametro del bullone
s	spessore del piatto o somma totale degli spessori del piatto
sup. t.	numero delle superfici di taglio
f_{tk}	resistenza a rottura del piatto
f_{bt}	resistenza a rottura per taglio del bullone



Verifica lato acciaio:

Bullone e piatto			Materiale				
d_0 =	12	mm	f_{tk} =	430	N/mm²		
s =	10	mm	f_{tb} =	800	N/mm²	A =	113 mm²
sup. t. =	1		γ_{M2} =	1,25		A_{eff} =	84 mm²
						μ =	0,30
Interassi bulloni interni			Interassi consigliati				
p2 =	120	mm	36 mm				
distanze bulloni dal bordo			distanze consigliate				
e_1	50	mm	36 mm				
e_2	30	mm	18 mm				
Resistenze							
$F_{b,Rd}$ =	**103**	kN	rifollamento bulloni centrali				
$F_{b,Rd}$ =	**103**	kN	rifollamento bulloni di bordo				
$F_{v,Rd}$ =	**32**	kN	resistenza a taglio del bullone				

Verifica lato calcestruzzo:

ANCORANTI			ROTTURA PER SCALZAMENTO		
h_{ef}=	100	mm	$N^0_{Rk,c}$=	71,42	kN
CLS			$N^0_{Rk,p}$=	74,64	kN
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq	γ_{Mc}=	1,8	kN
$\psi_{c,c}$=	1,10		$N^0_{Rd,c}$=	39,68	kN
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq	$N^0_{Rd,p}$=	41,47	kN
ACCIAIO			k=	2	
Φ=	12	mm	$V_{Rd,cp}$=	79,35	kN
f_{uk}=	800	N/mmq	ROTTURA DELL'ACCIAIO		
As,res/A_s=	0,746	%	$V_{Rk,s}$=	40,50	kN
A_s=	113,1	mmq	γ_{MS}=	1,25	
$A_{s,res}$=	84,4	mmq	$V_{Rd,s}$=	32,40	kN
RESISTENZA A TAGLIO			**V_{Rd}=**	**32**	**kN**

La resistenza a taglio della barra M12 è quella relativa al meccanismo di rottura più debole;
$F_{V,rd}$ = 32 kN
La resistenza totale fornita dalle 2 barre M12 è:

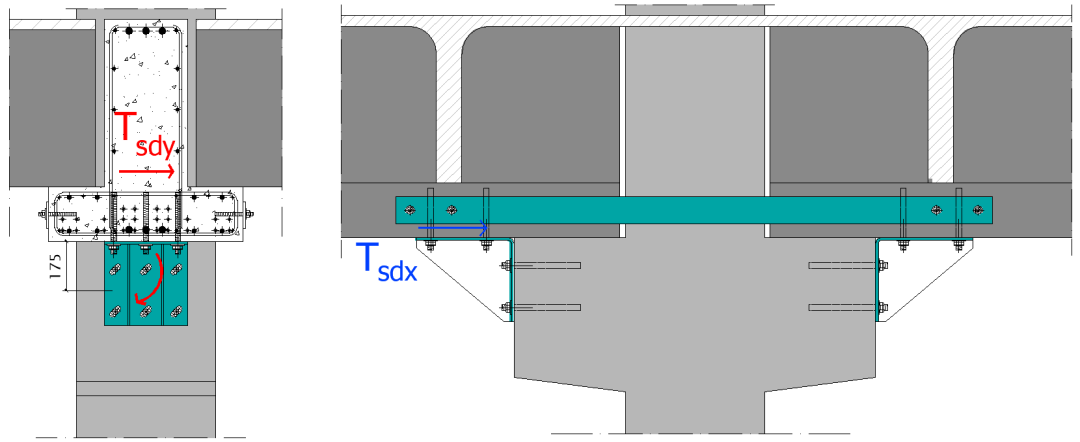
$F_{V,rd} = 2\ F_{V,rd} = 2 \times 32 = 64\ kN > F_x = 21\ kN$

2.3.2 Copertura - Verifica collegamento T2: trave-tegolo

I tegoli in copertura hanno le stesse dimensioni dei tegoli del primo solaio ma sono soggetti ad un carico inferiore. Pertanto si omette la verifica del loro collegamento con la trave.

2.3.3 Verifica collegamento trave-pilastro

Le travi prefabbricate sono di due tipologie, a T rovescio sugli allineamenti di pilastri centrali ed a L sugli allineamenti di pilastri laterali. Per evitare la perdita di appoggio sul pilastro, sia delle travi perimetrali ad "elle", che delle travi interne a T rovescio, è necessario vincolare i due elementi strutturali mediante piastre di collegamento.
Si esegue la verifica del collegamento trave-pilastro, considerando il caso più gravoso del pilastro soggetto a sforzo di compressione massimo e collegato alla trave mediante un solo angolare.



Indicazione del collegamento oggetto di verifica

Si calcola il momento ultimo resistente del pilastro più sollecitato.

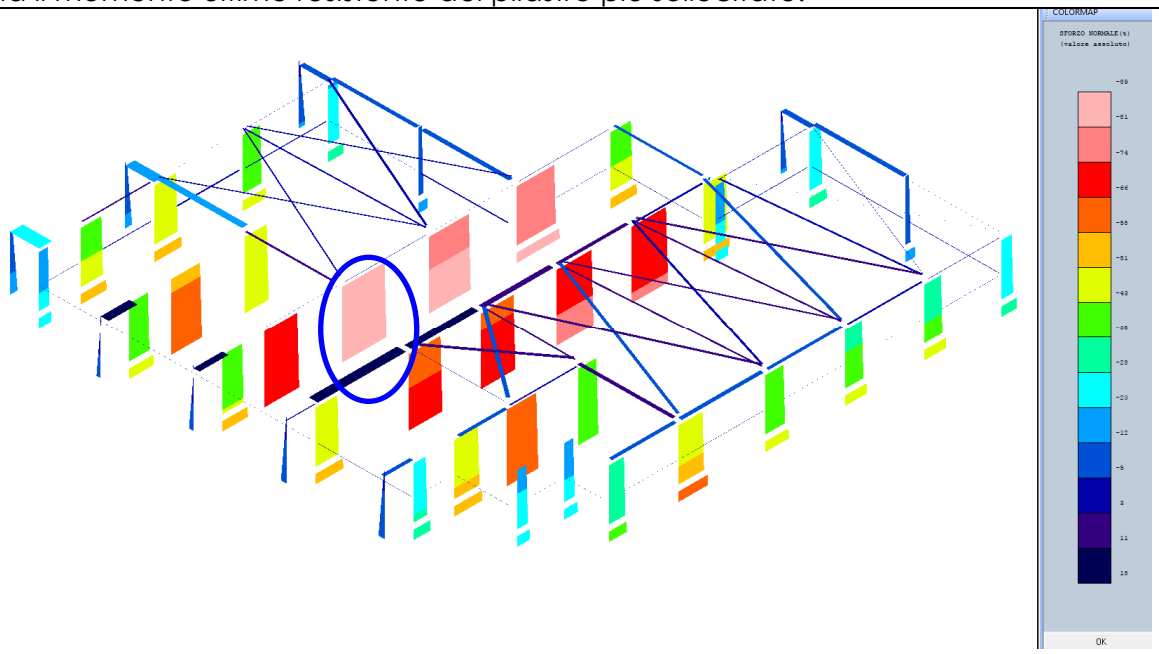


Diagramma inviluppo dello sforzo normale

$N_{sd,max} = 89\ t = 890\ kN$

Momento ultimo in direzione x (longitudinale della trave)

Sezione			Sollecitazioni			Cls			Acciaio		
B =	50	cm	N_{sd} =	-890	kN	R_{ck} =	50	N/mm^2	B450C		
H =	50	cm	v =	0,1514		γ_c =	1,5		f_{yk} =	450	N/mm^2
c =	5,6	cm				α_{cc} =	0,85		f_{yd} =	391	N/mm^2
d =	44,4	cm				f_{cd} =	23,5	N/mm^2			

Armatura							Tasso di lavoro dell'acciaio		
Tesa	2 Ø 22	+	2 Ø 20	A_f =	13,89	cm^2	k =	1,00	
Compressa	2 Ø 22	+	2 Ø 20	A_f '=	13,89	cm^2	k' =	-0,90	-0,90
x/d =	0,250	x =	11,1	cm			M_{sd} =		kNm

Momento resistente e coefficiente di utilizzo

M_{rd} = **396** kNm OK

$M_{u,rdx}$ = 396 kNm

Momento ultimo in direzione y (trasversale della trave)

Sezione			Sollecitazioni			Cls			Acciaio		
B =	50	cm	N_{sd} =	-890	kN	R_{ck} =	50	N/mm^2	B450C		
H =	50	cm	v =	0,1514		γ_c =	1,5		f_{yk} =	450	N/mm^2
c =	5,6	cm				α_{cc} =	0,85		f_{yd} =	391	N/mm^2
d =	44,4	cm				f_{cd} =	23,5	N/mm^2			

Armatura							Tasso di lavoro dell'acciaio		
Tesa	2 Ø 22	+	1 Ø 22	A_f =	11,40	cm^2	k =	1,00	
Compressa	2 Ø 22	+	1 Ø 22	A_f '=	11,40	cm^2	k' =	-0,88	-0,88
x/d =	0,245	x =	10,9	cm			M_{sd} =		kNm

Momento resistente e coefficiente di utilizzo

M_{rd} = **359** kNm OK

$M_{u,rdy}$ = 359 kNm

γ_{RD} = 1,10

Si calcola il taglio ultimo del pilastro con cui dimensionare il collegamento; per il rispetto delle condizioni di gerarchia delle resistenze nel collegamento trave-pilastro, si adotta un coefficiente di sovra resistenza:

γ_{RD} = 1,10

h = 5,5 m

$V_{rdx} = \gamma_{RD} M_{u,rdx}/h$ = 1,1 x 396/ 5,5 = 79 kN

$V_{rdy} = \gamma_{RD} M_{u,rdy}/h$ =1,1 x 359/ 5,5 = 72 kN

Si esegue la verifica del collegamento:

Direzione x

Nella direzione longitudinale della trave il nodo trave pilastro è caratterizzato da una forza

V_x = 79 kN

Verifica lato trave

A favore di sicurezza si considera la presenza di un solo angolare (collegamento di estremità).

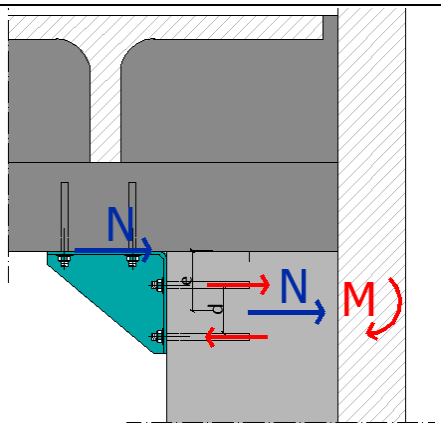
$V_{sd,coll}$ = 79 kN.

Tale sforzo viene trasmesso dalle 4 barre M20; la resistenza a taglio di una barra M20 inghisata per una profondità minima di 180 mm è:

ANCORANTI			ROTTURA PER SCALZAMENTO		
h_{ef}=	180	mm	$N^0_{Rk,c}$=	172,47	kN
CLS			$N^0_{Rk,p}$=	223,93	kN
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq	γ_{Mc}=	2,1	kN
$\psi_{c,c}$=	1,10		$N^0_{Rd,c}$=	82,13	kN
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq	$N^0_{Rd,p}$=	106,63	kN
ACCIAIO			k=	2	
Φ=	20	mm	$V_{Rd,cp}$=	164,26	kN
f_{uk}=	800	N/mmq	ROTTURA DELL'ACCIAIO		
$A_{s,res}/A_s$=	0,78	%	$V_{Rk,s}$=	117,62	kN
A_s=	314,2	mmq	γ_{MS}=	1,25	
$A_{s,res}$=	245,0	mmq	$V_{Rd,s}$=	94,10	kN
RESISTENZA A TAGLIO			**V_{Rd}=**	**94**	**kN**

La resistenza totale a taglio è:
$V_{rd,tot} = 4\ V_{Rd} = 4 \times 94 = 376$ kN > $V_{sd,coll} = 79$ kN.

Verifica lato pilastro
Il collegamento è soggetto a pressoflessione.



Schema statico per la verifica del collegamento oggetto di verifica

Spiegazione dei simboli usati:

e	eccentricità
d	distanza tra le 2 barre
n	numero delle barre
N_{sd}	sforzo di trazione
M_{sd}	momento dovuto all'eccentricità
N_M	sforzo di trazione sulla barra dovuto a M_{sd}
N_N	sforzo di trazione sulla barra dovuto a N_{sd}
N_{TOT}	sforzo totale di trazione sulla barra più sollecitata

Si calcolano le azioni sulla barra più sollecitata:

ANCORAGGI		
e=	17,5	cm
d=	15,0	cm
n =	4,0	
AZIONI		
N_{sd}=	79	kN
M_{sd}=	1382,5	kNcm
AZIONI AGENTI		
N_M=	46	kN
N_N=	20	kN
N_{TOT} =	**66**	**kN**

La resistenza a trazione di una barra M20 inghisata per una profondità di circa 240 mm è:

ANCORANTI		
h_{ef}=	240	mm
CLS		
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq
$\psi_{c,c}$=	1,10	
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq
ACCIAIO		
Φ=	20	mm
f_{uk}=	800	N/mmq
$A_{s,res}/A_s$=	0,78	
$A_{s,res}$=	245,0	mmq

ROTTURA DELL'ACCIAIO		
$N_{Rk,s}$=	196,0	kN
γ_{MS}=	1,5	
$N_{Rd,s}$=	130,7	kN
ROTTURA PER SFILAMENTO		
$N^0_{Rk,p}$=	298,6	kN
γ_{Mc}=	2,10	
$N^0_{Rd,p}$=	142,2	kN
ROTTURA CONO CLS		
$N^0_{Rk,c}$=	265,5	kN
$N^0_{Rd,c}$=	126,4	kN

RESISTENZA A TRAZIONE	**N_{Rd}=**	**126 kN**

La resistenza a trazione della barra M20 è:
N_{rd} = 126 kN > $V_{sd,}$ = 66 kN.

Direzione y

ANCORAGGI		
b=	17,50	cm
s_x=	22,00	cm
s_y=	15,00	cm
d=	13,31	cm
I_p=	709,00	cm^2
AZIONI		
V_{sd}=	72,00	kN
M_{sd}=	1260	kNcm

AZIONI AGENTI		
V_3=	23,7	kN
V_x=	13,3	kN
V_y=	39,1	kN
V_{3Tx}=	18,0	kN
V_{3tot}=	**50**	**kN**
V_2=	**13**	**kN**

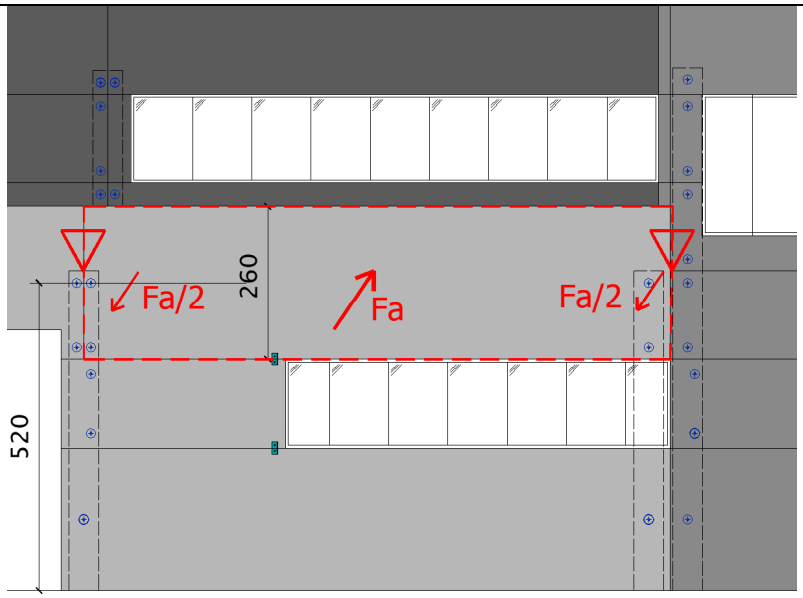
Il bullone più sollecitato è soggetto ad un taglio
V_{sd} = 50 kN

ANCORANTI			ROTTURA PER SCALZAMENTO		
h_{ef}=	180	mm	$N^0_{Rk,c}$=	172,47	kN
CLS			$N^0_{Rk,p}$=	223,93	kN
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq	γ_{Mc}=	2,1	kN
$\psi_{c,c}$=	1,10		$N^0_{Rd,c}$=	82,13	kN
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq	$N^0_{Rd,p}$=	106,63	kN
ACCIAIO			k=	2	
Φ=	20	mm	$V_{Rd,cp}$=	164,26	kN
f_{uk}=	800	N/mmq	ROTTURA DELL'ACCIAIO		
$A_{s,res}/A_s$=	0,78	%	$V_{Rk,s}$=	117,62	kN
A_s=	314,2	mmq	γ_{MS}=	1,25	
$A_{s,res}$=	245,0	mmq	$V_{Rd,s}$=	94,10	kN
RESISTENZA A TAGLIO			**V_{Rd}=**	**94**	**kN**

V_{Rd} = 94 kN > V_{sd} = 50 kN
La verifica a taglio è pertanto soddisfatta.

2.3.4 Verifica collegamento pannelli –pilastro

Sono previsti dei collegamenti tra pannelli e pilastri resistenti per sforzi assiali , ma non taglianti grazie alla presenza di fori molto più ampi della barra e riempiti di materiale compressibile. In tal modo si impedisce il ribaltamento del pannello, e contemporaneamente non si generano coppie e quindi momenti che influiscono sul comportamento sismico della struttura.
I tamponamenti esterni del laboratorio di meccanica EX-TECNOCUPOLE sono costituiti da pannelli orizzontali appoggiati verticalmente uno sull'altro e lateralmente ai pilastri.
Per impedire il ribaltamento dei pannelli durante un evento sismico sono necessari collegamenti pannello-pilastro.
Verranno predisposti due agganci per lato per ogni pannello. I pannelli in sommità della struttura e quelli a piano terra disporranno di un solo aggancio per lato.
Il pannello presenta un foro passante di diametro φ56 all'interno del quale verrà predisposto l'ancoraggio Halfen con barra φ20.



Indicazione del pannello oggetto di verifica

La forza sismica generata dal pannello è stata calcolata come prescritto dalla NTC2008:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

Dove:

- W_a è il peso dell'elemento
- q_a è il fattore di struttura dell'elemento, in questo caso assunto pari a 2;
- S_a è l'accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a quella di gravità calcolata attraverso la formula:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3(1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

dove:

- $\alpha = a_g/g$
- S coeff. che tiene conto della categoria di sottosuolo e topografica $S = S_s \cdot S_t$
- Z è la quota del baricentro del pannello dalla fondazione
- H è l'altezza complessiva dell'edificio a partire dal piano di fondazione
- T_1 periodo fondamentale della struttura (nel caso in esame T_1 = 1,07 s)
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione del pannello, schematizzato come appoggio-appoggio, calcolato come:

$$T_a = \frac{2h^2}{\pi} \sqrt{\frac{A \cdot \gamma_m}{E \cdot J}}$$

dove:

- h altezza elemento non strutturale;
- J momento di inerzia dell'elemento non strutturale rispetto all'asse baricentrico perpendicolare a F_a;
- A area di base dell'elemento non strutturale (considerando una larghezza unitaria del pannello);
- γ_m peso per unità di volume dell'elemento non strutturale (γ = 17,50 kN/m³);
- E modulo elastico dell'elemento non strutturale calcolato come: $E = 22000 \cdot \left(\frac{f_c + 8}{10} \right)^{0.3}$

h =	2,6	m
l =	10	m
s =	0,20	m
γ =	1750	daN/m^3
E=	2,996E+10	N/m^2
J =	0,0017	m^4
T_a =	0,04	s

T_a = 0,04 s

a_g/g =	0,113
S=	1,65
Z =	5,2 m
H =	9,9 m
T_a =	0,04 s
T_1 =	1,22 s
S_a =	0,35

W_a = 1.750 x 0,2 x 1,65 x 10 = 5.775daN = 58 kN

F_a = 0,35 x 58 / 2 = 10 kN
L'azione trasmessa su ognuno dei 2 lati del pilastro è:
$F_{pil} = F_a /2 = 10 / 2 = 5$ kN
Tale sforzo viene assorbito dalle due barre M20 inghisate per circa 15 cm; la resistenza a trazione di una barra è:

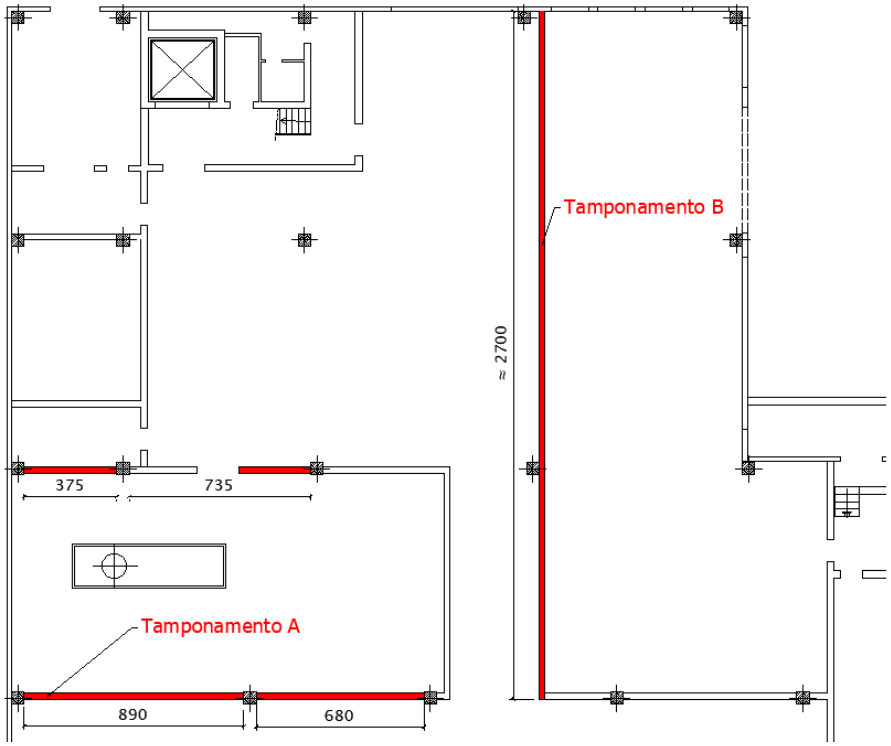
ANCORANTI			ROTTURA DELL'ACCIAIO		
h_{ef}=	150	mm	$N_{Rk,s}$=	196,0	kN
CLS			γ_{MS}=	1,5	
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq	$N_{Rd,s}$=	130,7	kN
$\psi_{c,c}$=	1,10		ROTTURA PER SFILAMENTO		
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq	$N^0_{Rk,p}$=	186,6	kN
ACCIAIO			γ_{Mc}=	2,10	
Φ=	20	mm	$N^0_{Rd,p}$=	88,9	kN
f_{uk}=	800	N/mmq	ROTTURA CONO CLS		
$A_{s,res}/A_s$=	0,78		$N^0_{Rk,c}$=	131,2	kN
$A_{s,res}$=	245,0	mmq	$N^0_{Rd,c}$=	62,5	kN
RESISTENZA A TRAZIONE			**N_{Rd}=**	**62**	**kN**

La resistenza totale a trazione fornita dalle 2 barre è:
$N_{rd,TOT} = 2\ N_{rd} = 2 \times 62 = 124$ kN > $F_{pil} = 5$ kN
La verifica è pertanto soddisfatta.

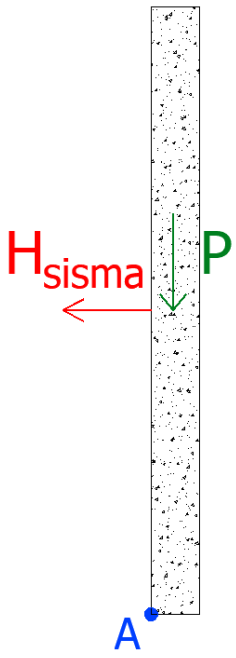
2.3.5 Verifica collegamento tamponamenti

Tamponamento A

Si esegue la verifica dei tamponamenti che sono stati giudicati più critici al fine della messa in sicurezza degli ambienti interni del capannone:



Indicazione dei tamponamenti oggetto di verifica



Verifica a ribaltamento del pannello

$H_{max,pannelli}$ = 5,1 m
I pannelli risultano scollegati rispetto alla struttura principale.
Si esegue la verifica a ribaltamento semplice del pannello per effetto della componente dell'azione orizzontale dovuta ad effetti sismici, che agisce nella direzione ortogonale al piano del pannello.

Si procede con la verifica a ribaltamento semplice del pannello per effetto della componente dell'azione orizzontale dovuta ad effetti sismici, che agisce nella direzione ortogonale al piano del pannello.

La forza sismica generata dal pannello è stata calcolata come prescritto dalla NTC2008:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

Dove:

- W_a è il peso dell'elemento
- q_a è il fattore di struttura dell'elemento, in questo caso assunto pari a 2;
- S_a è l'accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a quella di gravità calcolata attraverso la formula:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

dove:

- $\alpha = a_g/g$
- S coeff. che tiene conto della categoria di sottosuolo e topografica $S = S_s \cdot S_t$
- *Z* è la quota del baricentro del pannello dalla fondazione
- *H* è l'altezza complessiva dell'edificio a partire dal piano di fondazione

- T_1 periodo fondamentale della struttura (nel caso in esame T_1 = 1,22 s)
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione del pannello, schematizzato come appoggio-appoggio, calcolato come:

$$T_a = \frac{2h^2}{\pi}\sqrt{\frac{A \cdot \gamma_m}{E \cdot J}}$$

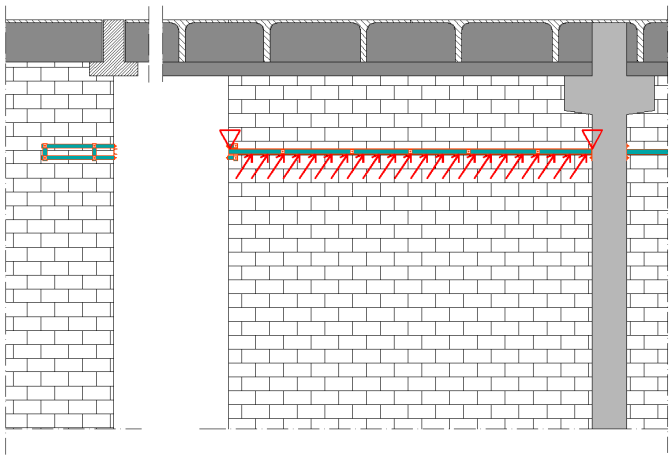
dove:

- h altezza elemento non strutturale;
- J momento di inerzia dell'elemento non strutturale rispetto all'asse baricentrico perpendicolare a F_a;
- A area di base dell'elemento non strutturale (considerando una larghezza unitaria del pannello);
- γ_m peso per unità di volume dell'elemento non strutturale (γ = 7,50 kN/m³);
- E modulo elastico dell'elemento non strutturale

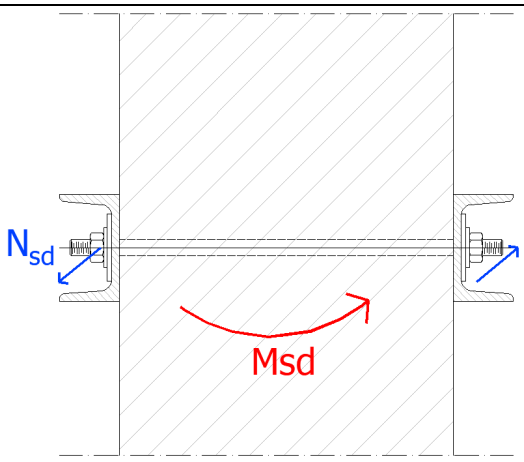
h =	5,1	m
l =	8,9	m
s =	0,25	m
γ =	700	daN/m^3
E=	1,5E+09	N/m^2
J =	0,0066	m^4
T_a =	0,21	s

T_a = 0,18 s

a_g/g =	0,113	
S=	1,65	
Z =	2,5	m
H =	9,9	m
T_a =	0,21	s
T_1 =	1,22	s
S_a =	0,32	



Indicazione dell'elemento oggetto di verifica



Indicazione del rinforzo del tamponamento

W_a = 700 x 0,25 x 5,1 x 8,9 = 7.943 daN = 79 kN
$F_a = S_a$ W/q = 0,32 x 79 / 2 = 13 kN

Si esegue la verifica a ribaltamento rispetto al punto A:
$M_{STAB} = P\ b = 79 \times 0{,}125 = 9{,}9$ kNm
$M_{RIB} = F_a\ h = 13 \times 5{,}1/2 = 33$ kNm
$M_{RIB} > M_{STAB}$
La verifica a ribaltamento non sarebbe soddisfatta; si dispongono pertanto i profili accoppiati antiribaltamento.
Il profilo si considera appoggiato e soggetto ad un carico uniforme:
$q_{profilo} = F_a/l = 13 / 8{,}9 = 1{,}5$ kN/m
Il momento sollecitante è:
$M_{sd} = q_{profilo}\ l^2/8 = 1{,}5 \times 8{,}9^2/8 = 15$ kNm.

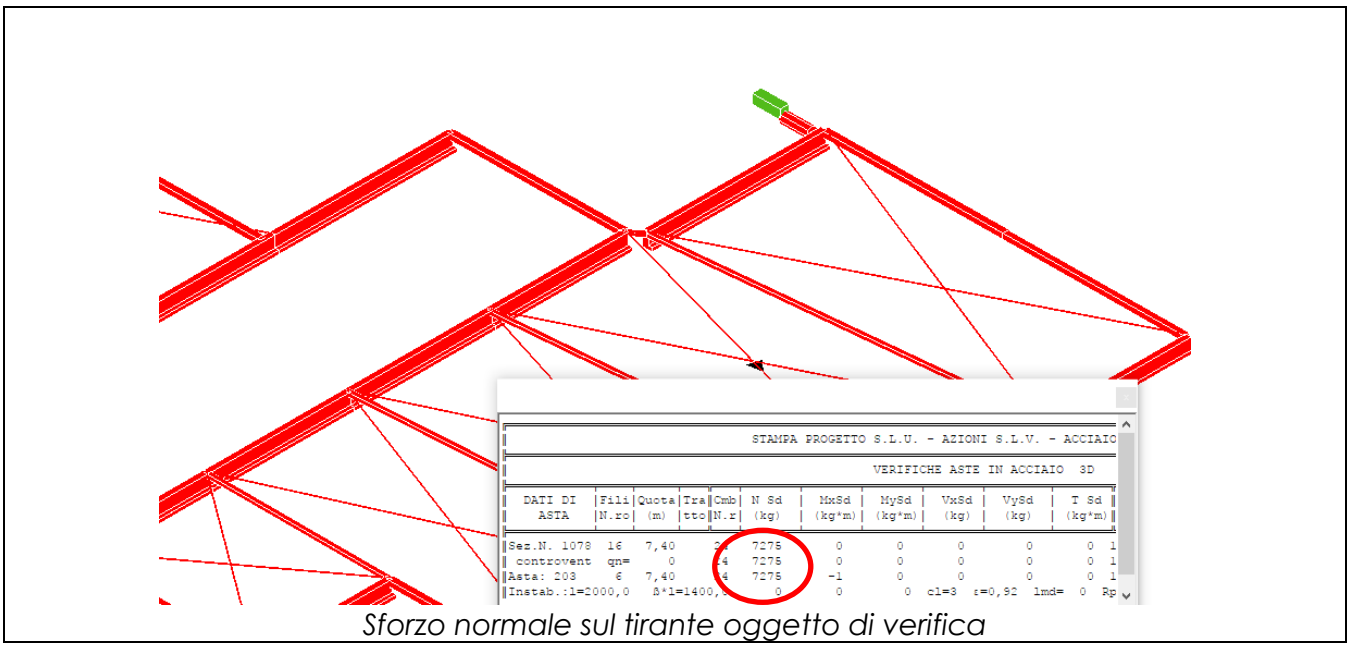
Si calcola lo sforzo assiale agente su ognuno dei 2 UPN.
$N_{sd} = M_{sd}/d = 15 / 0{,}25 = 60$ kN
La tensione agente sul profilo è:
$f_{ysd} = N_{sd}/A = 60 \times 1.000 / 11 \times 100 = 55$ N/mm^2 < $f_{yd} = 262$ N/mm^2

Tamponamento B

Il tamponamento B si sviluppa in lunghezza per circa 27 m, mentre in altezza raggiunge i 5 m. Come riportato negli elaborati progettuali allegati alla precedente pratica, all'interno del tamponamento risultano essere presenti dei profili in acciaio posti ad un interasse di circa 5 m. Dalle indagini svolte in situ su incarico del progettista strutturale della precedente pratica, è stata verificata la presenza di tali profili e si è esaminato il collegamento tra gli stessi. I profili risultano collegati da due barre Φ14 saldate all'anima del profilo, poste ad una distanza di circa 14 cm e legate da una staffa diagonale Φ6 (figura 29-31). Si ritiene pertanto che la verifica di tale tamponamento possa essere omessa.

2.3.6 Verifica collegamento tirante

Lo sforzo di trazione agente sul tirante di controventamento è:

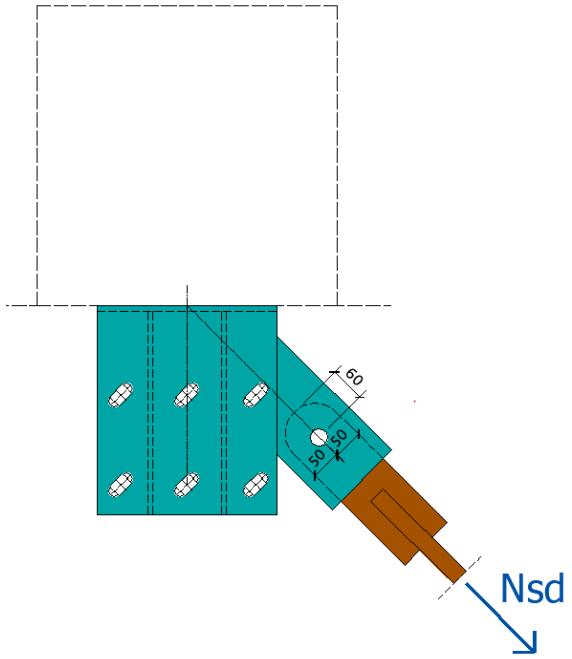


Sforzo normale sul tirante oggetto di verifica

$N_{sd,max} = 7{,}3$ t

Per tener conto che la coppia dei tiranti lavorano solo a trazione, si dimensiona il collegamento per:

N_{sdcoll} = 2 x 7,3 = 14,6 t



Indicazione del collegamento oggetto di verifica

Sforzo sul controvento:

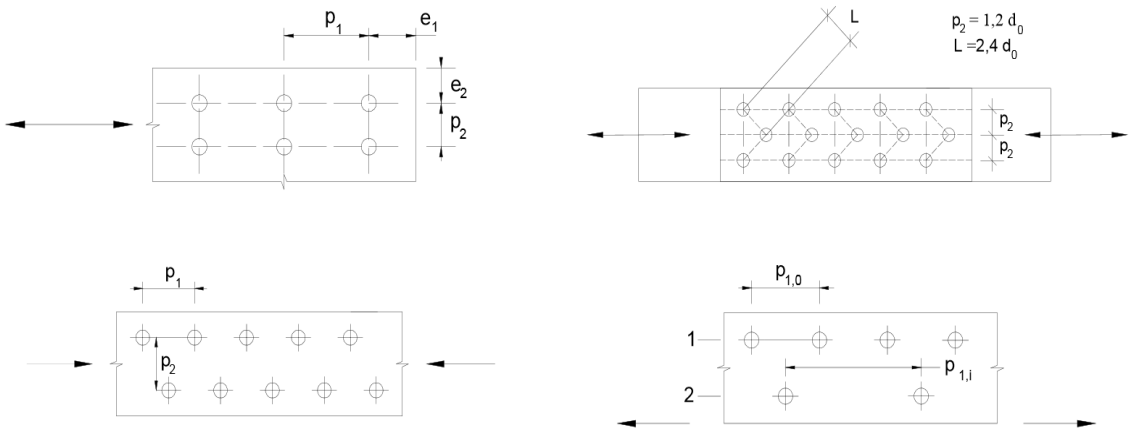
$N_{sd,controvento}$ = 14,6 = 146 kN

Si adotta un controvento ϕ30 mm

Lo sforzo di trazione viene trasmesso da un bullone M30 la cui resistenza a taglio è:

Spiegazione dei simboli usati:

d_0	diametro del bullone
s	spessore del piatto o somma totale degli spessori del piatto
sup. t.	numero delle superfici di taglio
f_{tk}	resistenza a rottura del piatto
f_{bt}	resistenza a rottura per taglio del bullone

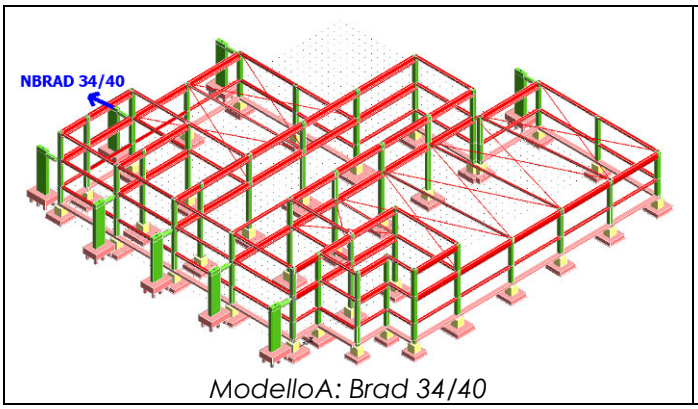


Bullone e piatto			Materiale				
d_0 =	30	mm	f_{tk} =	430	N/mm²	A =	707
s =	10	mm	f_{tb} =	800	N/mm²	A_{eff} =	561
sup. t. =	1		γ_{M2} =	1,25		μ =	0,30
distanze bulloni dal bordo			distanze consigliate				
e_1	100	mm	90 mm				
e_2	50	mm	45 mm				
Resistenze							
$F_{b,Rd}$ =	**258**	kN	rifollamento bulloni centrali				
$F_{b,Rd}$ =	**258**	kN	rifollamento bulloni di bordo				
$F_{v,Rd}$ =	**215**	kN	resistenza a taglio del bullone				

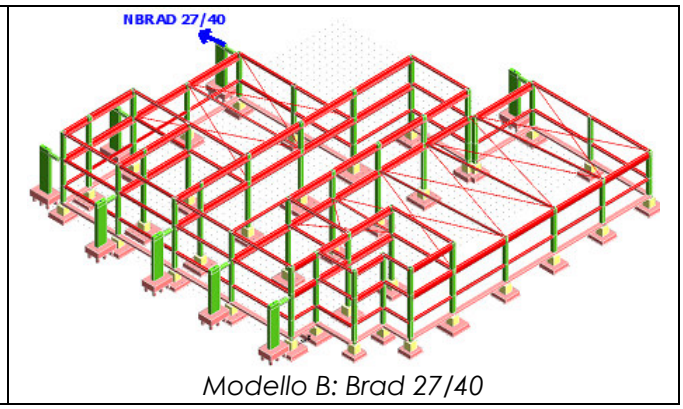
La resistenza a taglio del bullone M30 è:
V_{rd} = 215 kN > $N_{sd,controvento}$ = 146 kN
La verifica è pertanto soddisfatta.

2.3.7 Verifica collegamento BRAD sul pilastro

Per calcolare le sollecitazioni trasmesse dal Brad agli elementi del capannone che afferiscono allo stesso nodo, si sono studiati due modelli di calcolo soggetti alla solo forza trasmessa dal Brad:

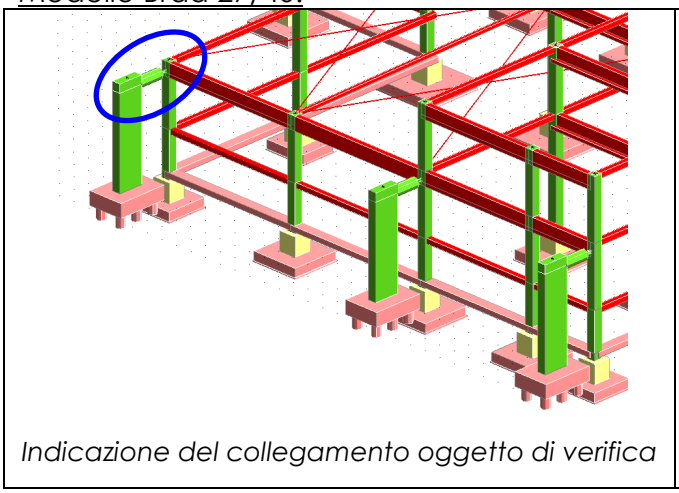


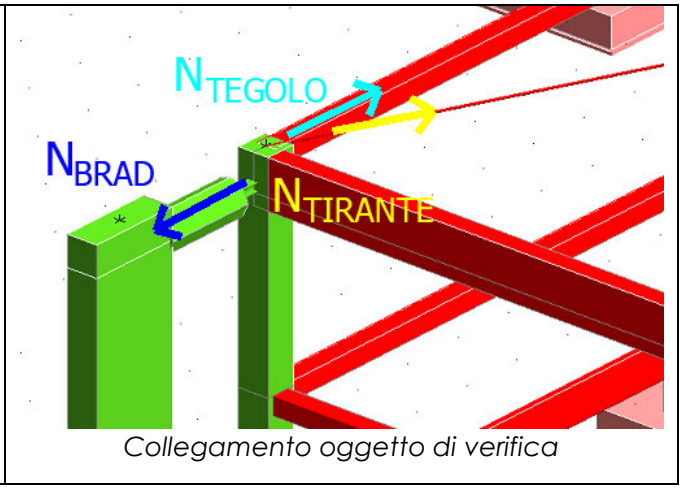
ModelloA: Brad 34/40



Modello B: Brad 27/40

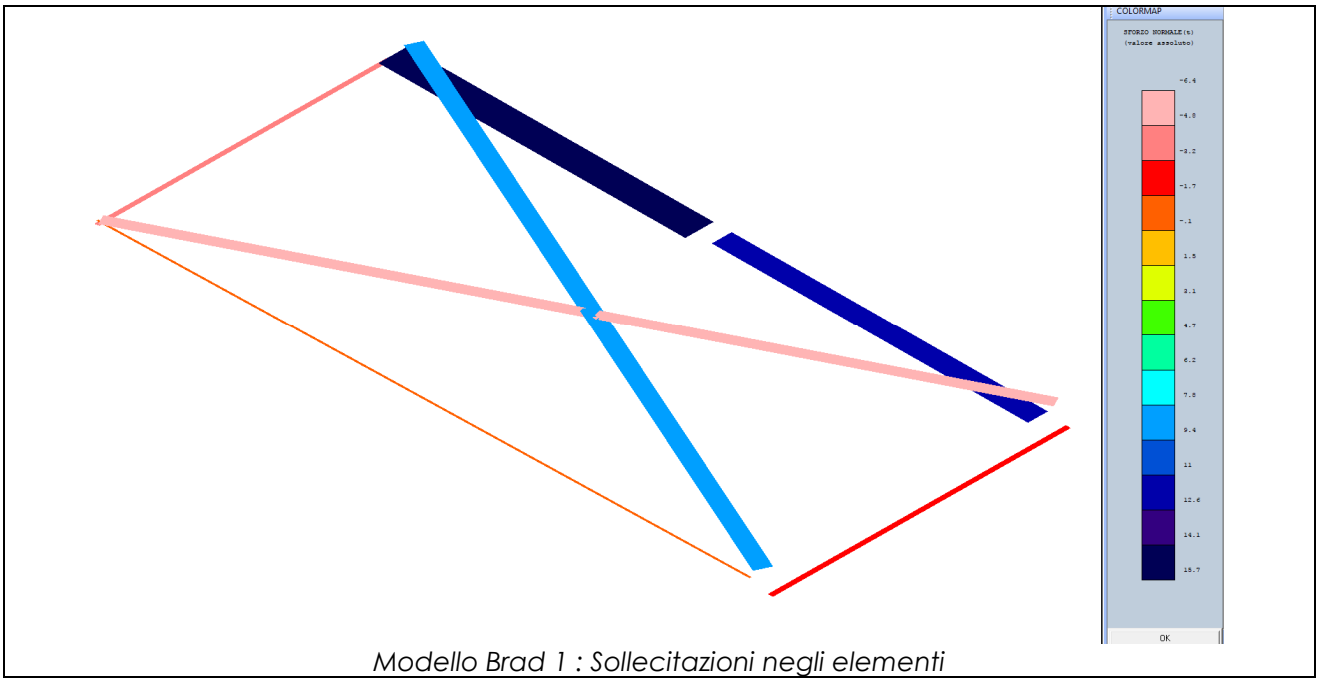
Modello Brad 27/40:


Indicazione del collegamento oggetto di verifica



Collegamento oggetto di verifica

Per il rispetto delle condizioni di gerarchia delle resistenze nel collegamento Brad-pilastro, si adotta un coefficiente di sovra resistenza:
$\gamma_{RD} = 1,20$
La forza trasmessa dal Brad è:
$N_{sd,BRAD} = \gamma\ N_{BRAD} = 1,2 \times 24 \approx 30$ t
Dal programma di calcolo si ricavano le sollecitazioni sugli elementi significativi con cui dimensionare il collegamento:



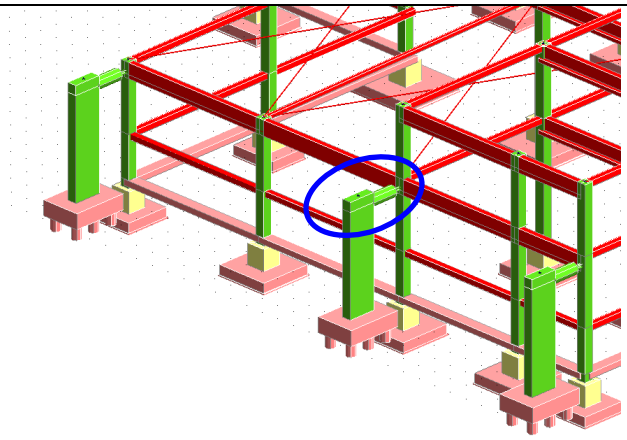
Modello Brad 1 : Sollecitazioni negli elementi

Sforzo sul controvento:
$N_{sd,controventoBRAD} = 11$ t = 110 kN < $N_{sd,controvento}$ =146 kN (verificato al paragrafo 2.3.6).

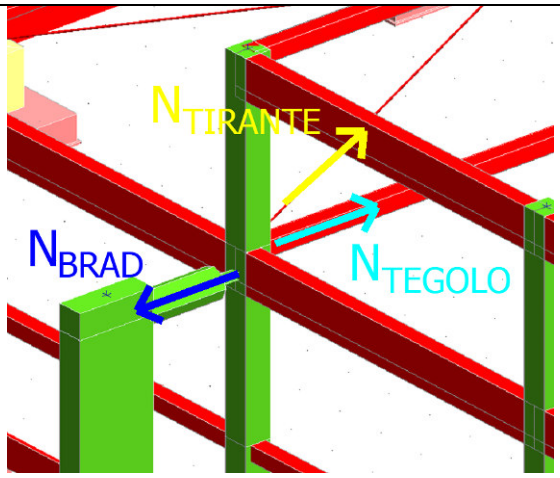
Sforzo sul tegolo:
$N_{sd,tegolo} = 15,7$ t = 157 kN

<u>Modello Brad 34/40:</u>

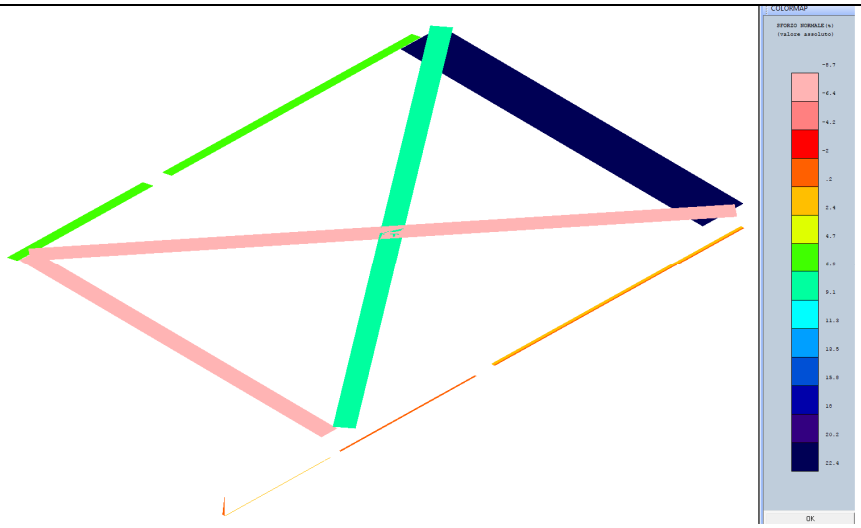
La forza trasmessa dal Brad è:
$N_{sd,BRAD} = \gamma\ N_{BRAD} = 1,2 \times 30 = 36$ t



Indicazione del collegamento oggetto di verifica



Collegamento oggetto di verifica



Modello Brad 2 : Sollecitazioni negli elementi

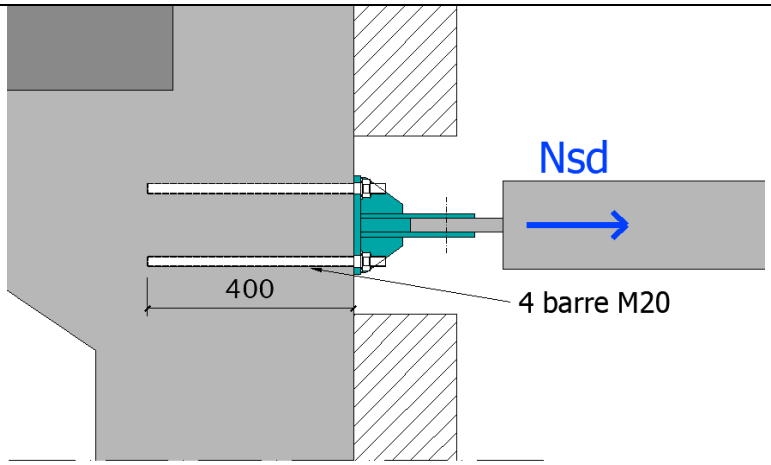
$N_{sdtegolo}$ = 22,4 t = 224 kN

Per la verifica del collegamento trave - tegolo si adottano le sollecitazioni massime ricavate nei due modelli, quello con Brad 27/40 e 34/40.

$N_{sd,tegolo}$ = max ($N_{sdtegolo,BRAD\ 27/40}$; $N_{sdtegolo,BRAD\ 34/40}$) = max (157;224) = 224 kN

Verifica rifollamento piastra del Brad

Si esegue la verifica a rifollamento delle piastre per il fissaggio del Brad.



Indicazione del collegamento oggetto di verifica

Bullone e piatto			Materiale			
d_0 =	40	mm	f_{tk} =	430	N/mm²	A =
s =	45	mm	f_{tb} =	800	N/mm²	A_{eff} =
sup. t. =	2		γ_{M2} =	1,25		μ =
distanze bulloni dal bordo			distanze consigliate			
e_1	70	mm	120	mm		
e_2	60	mm	60	mm		
Resistenze						
$F_{b,Rd}$ =	**903**	kN	rifollamento bulloni di bordo			
$F_{v,Rd}$ =	**431**	kN	resistenza a taglio del bullone			

$F_{b,Rd}$ = 431 kN > $N_{sd,BRAD}$ = 360 kN

Verifica ancoraggio sul pilastro

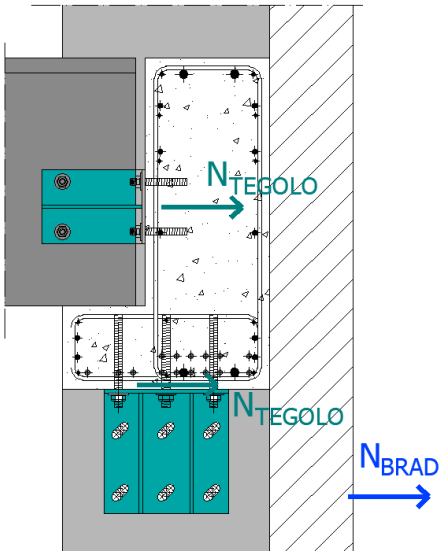
Il collegamento viene realizzato con 4 barre M20 inghisate con ancorante chimico tipo HY 200 della HILTI.
Lo sforzo trasmesso dal Brad al pilastro è:
N_{sdBRAD} = 360 kN
La resistenza a trazione delle 4 barre M20 è:

ANCORANTI			ROTTURA DELL'ACCIAIO		
h_{ef}=	400	mm	$N_{Rk,s}$=	196,04	kN
CLS			γ_{MS}=	1,5	
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq	$N_{Rd,s}$=	130,69	kN
$\psi_{c,c}$=	1,10		ROTTURA PER SFILAMENTO		
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq	$N^0_{Rk,p}$=	497,63	kN
ACCIAIO			γ_{Mc}=	1,80	
Φ=	20	mm	$N^0_{Rd,p}$=	276,46	kN
f_{uk}=	800	N/mmq	ROTTURA CONO CLS		
$A_{s,res}/A_s$=	0,78	%	$N^0_{Rk,c}$=	571,34	kN
$A_{s,res}$=	245,0	mmq	$N^0_{Rd,c}$=	317,41	kN
RESISTENZA A TRAZIONE			**N_{Rd}=**	**131**	**kN**

La resistenza totale a trazione delle 4 barre M20 è:
$N_{rd,TOT}$ = 4 N_{Rd} = 4 x 131 = 524 kN > N_{sdBRAD} = 360 kN

Verifica collegamento pilastro-trave:
Il tegolo è soggetto ad uno sforzo di trazione
$N_{sd,tegolo}$ = 224 kN
Tale sforzo viene trasmesso dal pilastro alla trave e dalla trave al tegolo.

Si esegue la verifica del fissaggio dell'angolare al pilastro.



Indicazione del collegamento oggetto di verifica

ANCORAGGI			AZIONI AGENTI		
b=	8,50	cm	V_3=	30,9	kN
s_x=	11,00	cm	V_x=	17,4	kN
s_y=	15,00	cm	V_y=	25,5	kN
d=	13,31	cm	V_{3Tx}=	37,3	kN
I_p=	821,50	cm^2			
AZIONI			**V_{3tot}=**	**60**	**kN**
V_{sd}=	224,00	kN	**V_2=**	**17**	**kN**
M_{sd}=	1904	kNcm			

Il tassello più sollecitato è soggetto ad un taglio sollecitante:
V_{sd}= 60 kN
Si calcola la resistenza a taglio della barra M20 inghisata considerando la lunghezza minima di infissione di 180 mm:

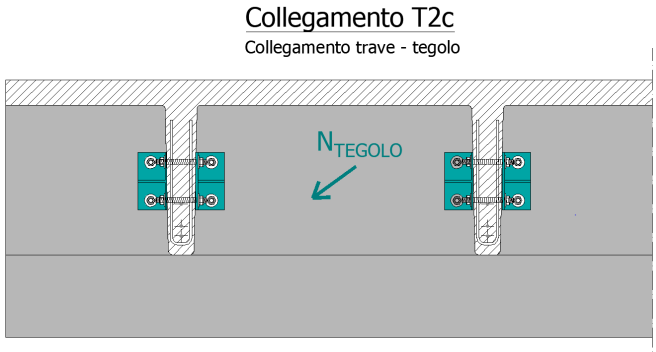
:

ANCORANTI			ROTTURA PER SCALZAMENTO		
h_{ef}=	180	mm	$N^0_{Rk,c}$=	172,47	kN
CLS			$N^0_{Rk,p}$=	223,93	kN
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq	γ_{Mc}=	2,1	kN
$\psi_{c,c}$=	1,10		$N^0_{Rd,c}$=	82,13	kN
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq	$N^0_{Rd,p}$=	106,63	kN
ACCIAIO			k=	2	
Φ=	20	mm	$V_{Rd,cp}$=	164,26	kN
f_{uk}=	800	N/mmq	ROTTURA DELL'ACCIAIO		
$A_{s,res}/A_s$=	0,78	%	$V_{Rk,s}$=	117,62	kN
A_s=	314,2	mmq	γ_{MS}=	1,25	
$A_{s,res}$=	245,0	mmq	$V_{Rd,s}$=	94,10	kN
RESISTENZA A TAGLIO			**V_{Rd}=**	**94**	**kN**

V_{Rd} =94 kN > V_{sd} = 60 kN
La verifica a taglio del collegamento è pertanto soddisfatta.

Verifica collegamento trave-tegolo:

Modello Brad 34/40:
Si esegue la verifica del collegamento trave –tegolo sul lato trave.
Le nervature del tegolo in corrispondenza del pilastro sono fissate alle trave mediante doppio angolare, come riportato nell'immagine seguente:



Indicazione del collegamento oggetto di verifica

Pertanto, considerando le due nervature del tegole, si hanno
n° barre = 2 +2 +2 +2 = 8

Si calcola la resistenza a trazione agente di una barra M12 inghisata nel calcestruzzo:

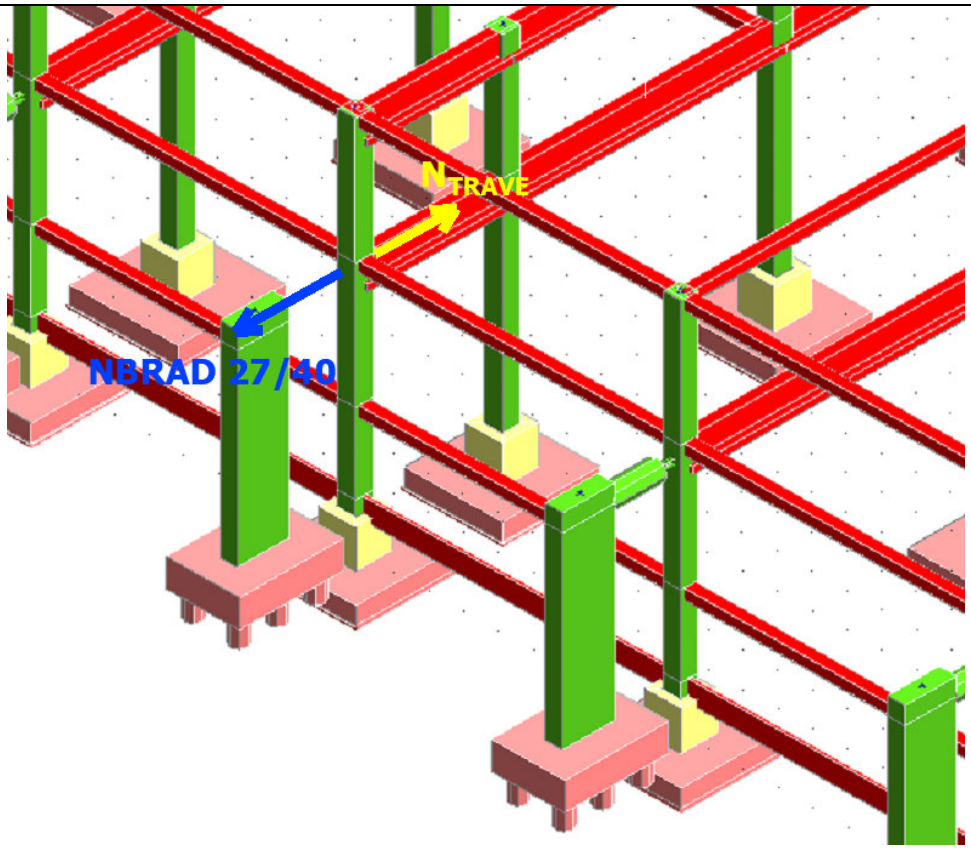
ANCORANTI			ROTTURA DELL'ACCIAIO		
h_{ef}=	100	mm	$N_{Rk,s}$=	70,57	kN
CLS			γ_{MS}=	1,5	
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq	$N_{Rd,s}$=	47,05	kN
$\psi_{c,c}$=	1,10		ROTTURA PER SFILAMENTO		
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq	$N^0_{Rk,p}$=	74,64	kN
ACCIAIO			γ_{Mc}=	1,80	
Φ=	12	mm	$N^0_{Rd,p}$=	41,47	kN
f_{uk}=	800	N/mmq	ROTTURA CONO CLS		
As,res/A_s=	0,78	%	$N^0_{Rk,c}$=	71,42	kN
$A_{s,res}$=	88,2	mmq	$N^0_{Rd,c}$=	39,68	kN
RESISTENZA A TRAZIONE			**N_{Rd}=**	**40**	**kN**

La resistenza totale a trazione del collegamento è:
$N_{Rd,tot} = 8\ N_{Rd} = 8 \times 40 = 320$ kN > $N_{sd,tegolo} = 224$ kN

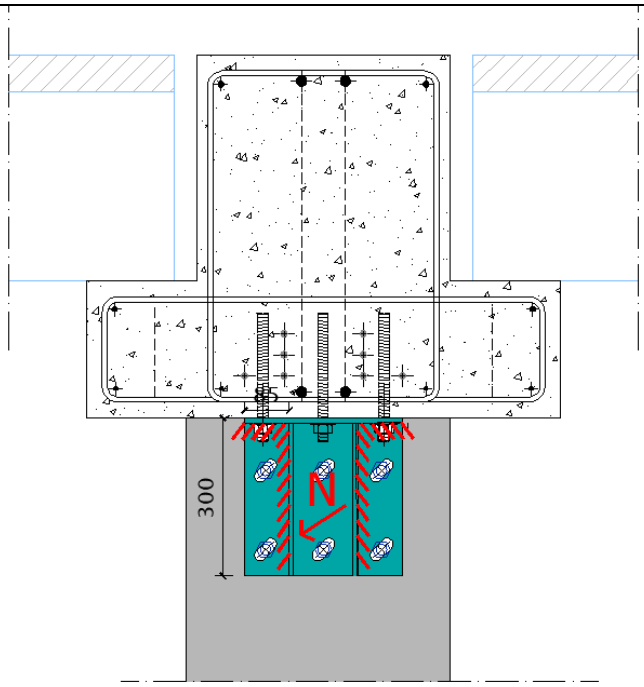
Si esegue la verifica del collegamento trave –tegolo sul lato tegolo.
La resistenza a taglio di una barra M12 inghisata nel calcestruzzo è stata calcolata al paragrafo al 2.3.1 (per una superficie di taglio) e vale:
$V_{RD,M12} = 32$ kN
La resistenza totale a taglio fornita dalle 4 superfici di taglio è:
$V_{Rd,tot} = 8\ V_{RD,M12} = 8 \times 32 = 256$ kN > $N_{sd,tegolo} = 224$ kN

2.3.8 Verifica collegamento BRAD (nodo con trave)

Si esegue la verifica del collegamento del Brad indicato nell'immagine sottostante:



Indicazione del collegamento oggetto di verifica



Indicazione del collegamento oggetto di verifica

Per calcolare la sollecitazione trasmessa dal Brad alla trave si è studiato un modello di calcolo soggetto alla sola forza trasmessa dal Brad; lo sforzo agente sulla trave è risultato essere $N_{sd,TRAVE} = 192$ kN

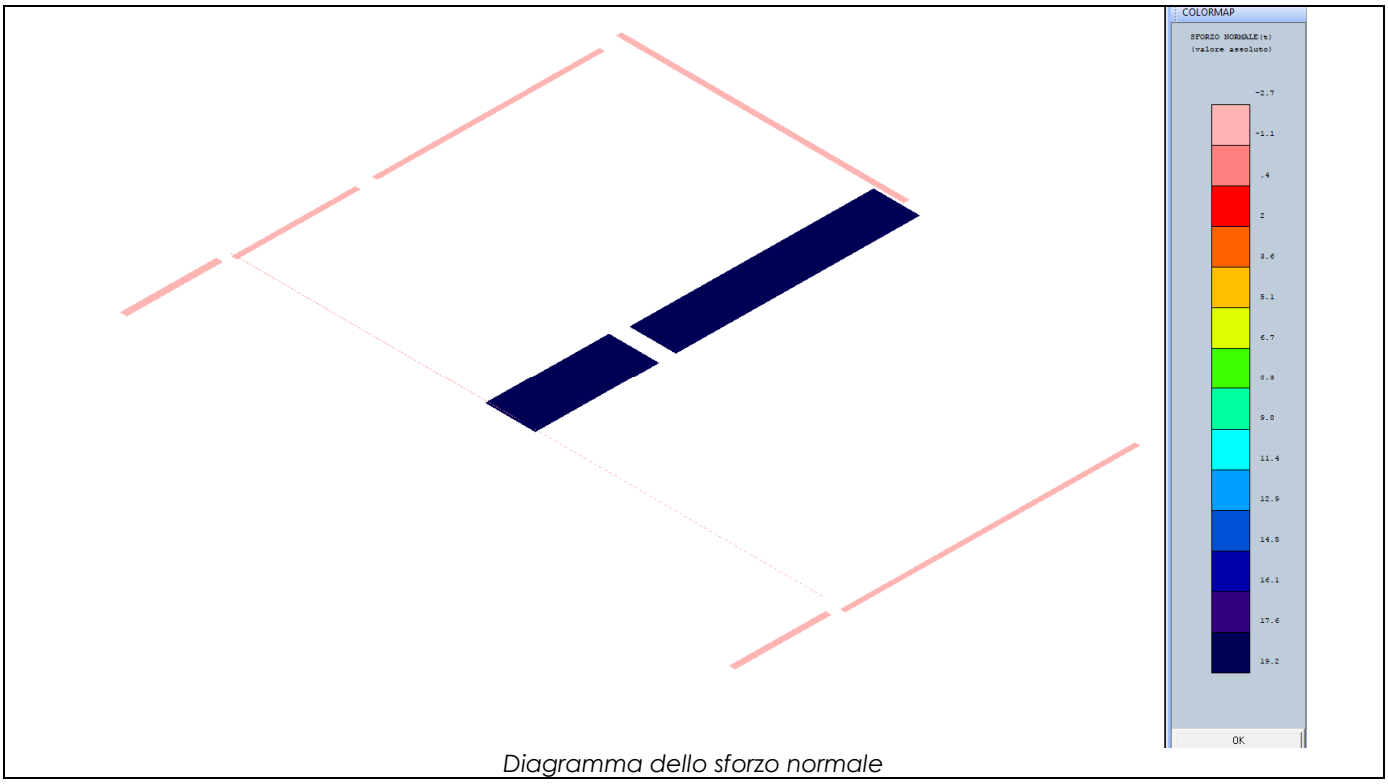


Diagramma dello sforzo normale

ANCORAGGI		
e=	17,5	cm
d=	15,0	cm
n =	6,0	
AZIONI		
N_{sd}=	192	kN
M_{sd}=	3360	kNcm
AZIONI AGENTI		
N_M=	75	kN
N_N=	32	kN
N_{TOT} =	**107**	**kN**

La barra più sollecitata è soggetta ad uno sforzo di trazione
N_{sdTOT} = 107 kN

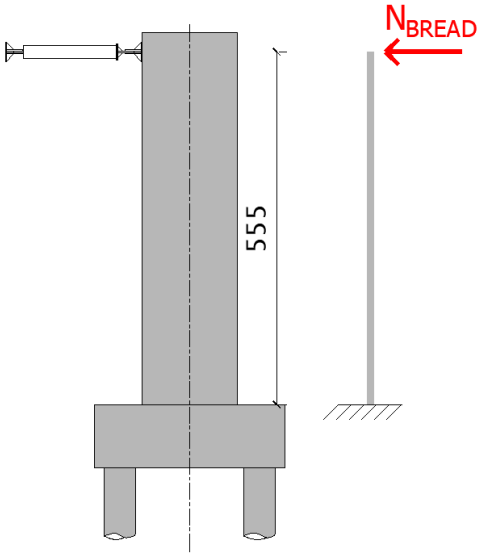
ANCORANTI			ROTTURA DELL'ACCIAIO		
h_{ef}=	240	mm	$N_{Rk,s}$=	196,04	kN
CLS			γ_{MS}=	1,5	
$f_{ck,cube(150)}$ =	50	N/mmq	$N_{Rd,s}$=	130,69	kN
$\psi_{c,c}$=	1,10		ROTTURA PER SFILAMENTO		
$\tau_{Rk,ucr}$=	18	N/mmq	$N^0_{Rk,p}$=	298,58	kN
ACCIAIO			γ_{Mc}=	2,10	
Φ=	20	mm	$N^0_{Rd,p}$=	142,18	kN
f_{uk}=	800	N/mmq	ROTTURA CONO CLS		
$A_{s,res}/A_s$=	0,78	%	$N^0_{Rk,c}$=	265,54	kN
$A_{s,res}$=	245,0	mmq	$N^0_{Rd,c}$=	126,45	kN
RESISTENZA A TRAZIONE			**N_{Rd}=**	**126**	**kN**

N_{Rd} = 126 kN > N_{sdTOT} = 107 kN
La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica angolare
Per il calcolo delle sollecitazioni sulla piastra si adotta la soluzione semplificata di Grashov per piastra incastrata su due lati dove:
$q_x = q\, l^4_y / (K\, l^4_x + l^4_y)$
$q_y = q - q_x$
$M_x = 1/12\, q_x\, l^2_x$
$M_y = 1/12\, q_y\, l^2_y$
K = 1 per piastra incastrata su due lati adiacenti
l_x = 0,085 m
l_y = 0,3 m

Pertanto:
q = 192/3 / (30 x 8,5) = 0,251 kN/cm^2
q_x = 0,251 x 30^4 / (8,5^4 + 30^4) = 0,25 kN/cm^2
M_x = 0,25 x 30 x 8,5^2 /12 = 45 kNcm
La tensione sollecitante la piastra è:
W = b s^2/6 = 300 x10^2 /6 = 5.000 mm^3
$f_{ysd} = M_{sd} / W$ = 45 x 1.000 x 10 / 5.000 =90 N/mm^2 < f_{yd} = 262 N/mm^2
La verifica della piastra è pertanto soddisfatta

2.3.9 Verifica pilastri di controvento



Indicazione del setto oggetto di verifica

Si dimensiona la mensola con un carico pari a:
N_{bread} = 30 t
Si adotta un coefficiente di sovra resistenza
γ_{RD} = 1,20
N_{sd} = 1,20 x 30 = 36 t
h = 5,55 m
$M_{sd} = N_{bread}$ h = 36 x 5,55 =200 tm

Verifica a flessione

Sezione			Cls			Acciaio		
B =	50	cm	R_{ck} =	35	N/mm^2	B450C		
H =	150	cm	γ_c =	1,5		f_{yk} =	450	N/mm^2
c =	8,0	cm	α_{cc} =	0,85		f_{yd} =	391	N/mm^2
d =	142	cm	f_{cd} =	16,5	N/mm^2			

Armatura				
Tesa	5 Ø 24	+ 4 Ø 24	A_f = 40,72	cm^2
Compressa	5 Ø 24	+ 4 Ø 24	A_f '= 40,72	cm^2

x/d =	0,06	
M_{rd} =	**2156**	kNm

M_{rd} = 216 tm > M_{sd} = 200 tm

Verifica a taglio

Sezione						Materiali		
b_w =	50	cm	c =	4,0	cm	f_{yk} =	450	N/mm^2
h =	150	cm	d =	146	cm	R_{ck} =	35	N/mm^2

Armatura							
long. tesa	9	ϕ24			A_{sl} =	40,69	cm^2
staffe	ϕ10 / 20 cm		braccia =	2	A_{ws} =	1,57	cm^2
θ =	25,0°		ctg θ =	2,14			

Sollecitazioni							
V_{Sd} =	300	kN	N_{Sd} =	0	kN	σ_{cp} =	0,00 N/mm^2

$V_{Rd,c}$ =	301	kN	(resistenza a taglio senza armatura trasversale)
$V_{Rd,max}$ =	2437	kN	(resistenza bielle compresse)
$V_{Rd,l}$ =	1485	kN	(resistenza armature longitudinali)
$V_{Rd,s}$ =	866	kN	(resistenza armatura trasversale)
V_{Rd} =	**866**	kN	taglio resistente

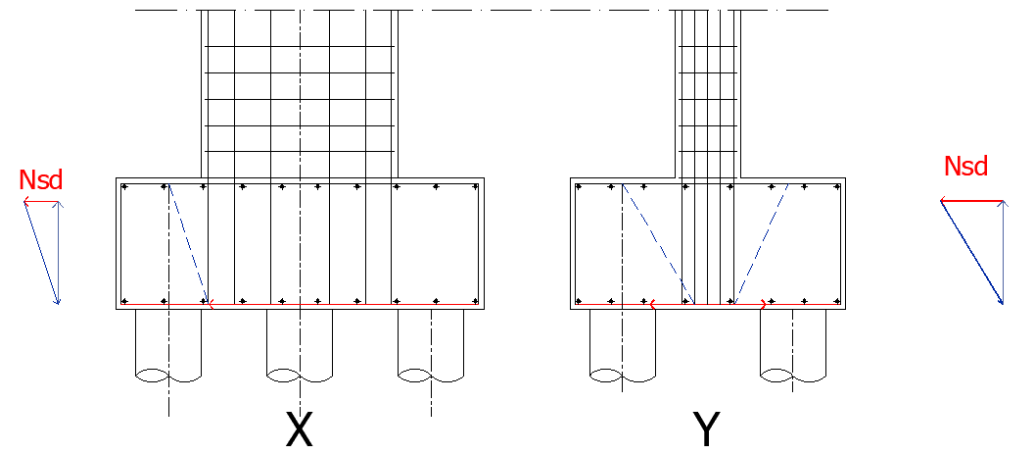
V_{rd} = 866 t > V_{sd} = 360 t

2.3.10 Verifica del plinto

Il momento flettente agente sul plinto è:
M_{sd} = 200 tm
Lo sforzo normale agente sul plinto è:
$N_{sd,mensola}$ = 25 x 5,85 x 1,50 x 0,50 = 110 kN
$N_{sd,plinto}$ = 25 x 2,8 x 2,1 x 1,0 = 147 kN
$N_{terreno,\ riporto}$ = 18 x 0,5 x 5,13 = 46 kN
Lo sforzo di compressione agente sul plinto è:
$N_{sd,\ TOT} = N_{sd,mensola} + N_{terreno,\ riporto} + N_{terreno,\ riporto}$ = 110 + 46 + 147 = 303 kN

Il massimo sforzo di trazione agente sui pali di fondazione è:
$N_{min} = N/n - M\ d / \sum d^2$ = 303/6 – 2.000 x 1,0 / (1,0^2 x 4) = 51 – 2.000 / 4 = -449 kN
$N_{max} = N/n + M\ d / \sum d^2$ = 51 + 2.000/4 = 515 kN

Si dimensiona l'armatura considerando il meccanismo di tirante – puntone.



Meccanismo tirante-puntone

Dal triangolo delle forze si ricava lo sforzo che deve assorbire l'armatura:

Direzione x:

$N_{sd,As}$ = 172 kN

$A_{nec} = N_{sd,As} / f_{yd}$ = 172 x 1.000 / 392 = 439 mm² = 4,4 cm²

Si adottano 9 Ø 16 di area totale pari a:

A_s = 18 cm² > A_{nec} = 4,4 cm²

Direzione y:

$N_{sd,As}$ = 309/2 = 155 kN

A_{nec} = 155 x1000/392 = 395 mm² = 4,0 cm²

Si adottano 6 ϕ 16 di area pari a:

A_s = 12 cm² > A_{nec} = 4,0 cm²

2.3.11 Verifica pali

Si calcolano le sollecitazioni sui pali di fondazione:

N_{sd} = 11 + 14,7 = 25,7 t

M_{rd} = 216 tm

Su ogni palo agisce uno sforzo normale pari a:

$N_i = N/n + M\,d / \Sigma d^2$

$N_{min} = N/n - M\,d / \Sigma d^2$ = 25,7 / 4 + 216 x 1 / 4 = 6,4 + 54 = 60,4 t = 604 kN

$N_{max} = N/n + M\,d / \Sigma d^2$ = 25,7 / 4 – 216 x 1 / 4 = 6,4 - 54 = -47,6 t = -476 kN

Si calcola il momento sollecitante la testa del palo.

La verifica a taglio e a pressoflessione del palo alle azioni orizzontali (pali con la testa impedita di ruotare) sono state condotte utilizzando le formule presenti nel Cestelli Guidi "Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni" Vol. 2. La rigidezza orizzontale è stata determinata con la formula di "Chiarugi-Maia" considerano un modulo elastico del terreno E = 216 kg/cmq (come nella precedente pratica depositata) e un coefficiente di Poisson di 0,2.

Metodo di Chiarugi-Maia:

$$K_{trasversale,medio,i} = \frac{E_{ed}}{D \cdot (1-\nu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_{ed} \cdot D^4}{E_{palo} \cdot I_{palo}}}$$

dove:

E_{ed}	Modulo edometrico del terreno;
v	Coefficiente di poisson del terreno;
E_{palo}	Modulo elastico del palo;
D	Diametro del palo;
I_{palo}	Momento di inerzia della sezione trasversale del palo

Calcolo della rigidezza orizzontale con la formula di "Charugi-Maia"

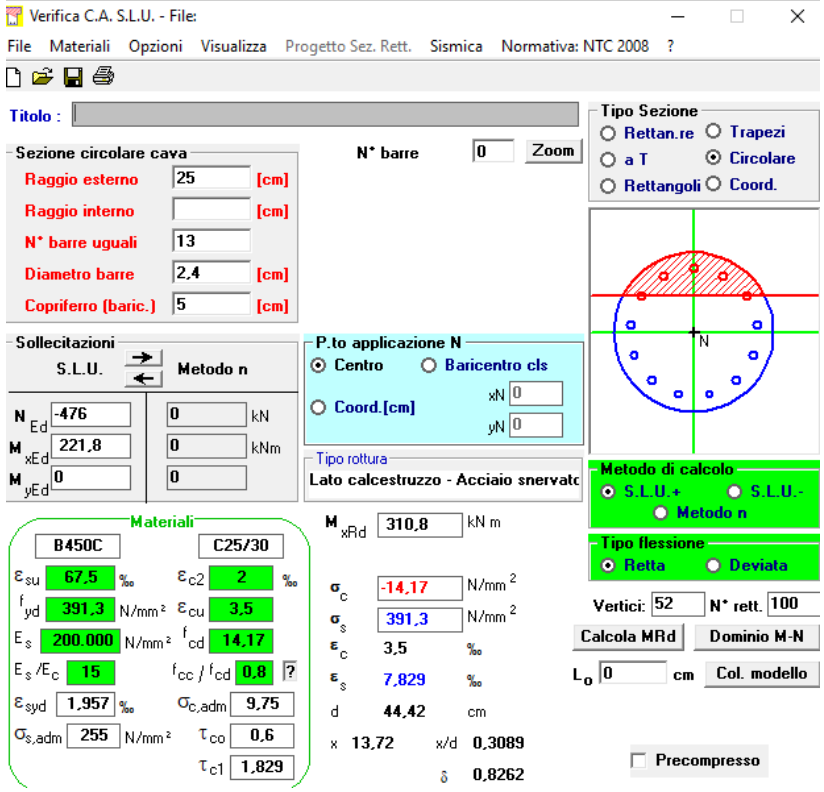
Tale coefficiente viene ridotto a favore di sicurezza mediante un fattore di riduzione pari 0,25 (Canadian Foundation Engineering Manual – 1978 – Poulos Davis "Pile foundation analysis and design" 1980) per tenere in conto l'effetto ombra per cui i pali frontali assorbono valori di taglio diversi da quelli delle file posteriori, sviluppando momenti di incastro a seconda della posizione del palo.

$\lambda = (4 E_p J_p / (K_H D)^{1/4}$

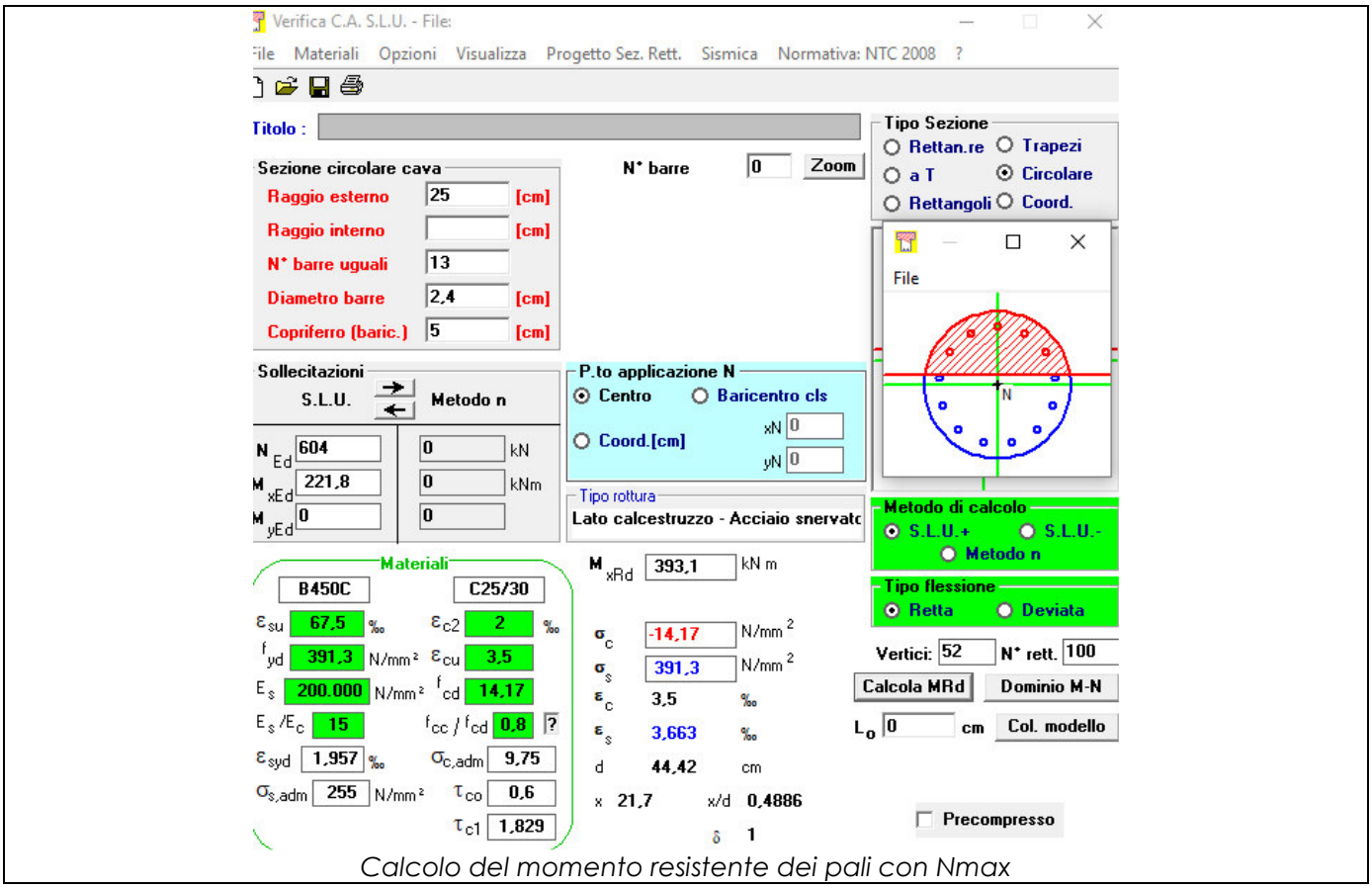
$M_{Sd} = V_{sd} \lambda/2$

$V_{sd,TOT}$ =	360	kN
n° =	4	
D =	0,5	m
v =	0,2	
E =	216	daN/cm^2
ζ =	0,25	
V_{sd} =	180	kN
E =	31447	N/mm^2
J_p=	0,003	m^4
K'_H =	3,153	daN/cm^3
K_H =	0,79	daN/cm^3
λ =	3,15	m
M_{sd} =	283	kNm

Ogni palo sarà sollecitato ad un momento flettente in testa pari a M_{sd} = 283 kNm per effetto delle azioni orizzontali. Si progetta la sezione resistente del palo utilizzando il programma VcaSLU considerando i due schemi limite, di sforzo normale minimo e massimo che si sviluppa all'interno del palo.



Calcolo del momento resistente dei pali con Nmin



Calcolo del momento resistente dei pali con Nmax

M_{Rd} = 310 kNm > M_{sd} = 283 kNm
La verifica del palo è pertanto soddisfatta.

2.3.12 Calcolo giunto sismico

Si calcola la dimensione minima del giunto sismico tra il capannone e la torretta in accordo al punto 7.3.3 delle NTC 2008 "Valutazione degli spostamenti".

$d_E = \pm \mu_d \, d_{Ee}$

dove

$\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$

$\mu_d = 1 + (q-1) \, T_C/T_1$ se $T_1 < T_C$

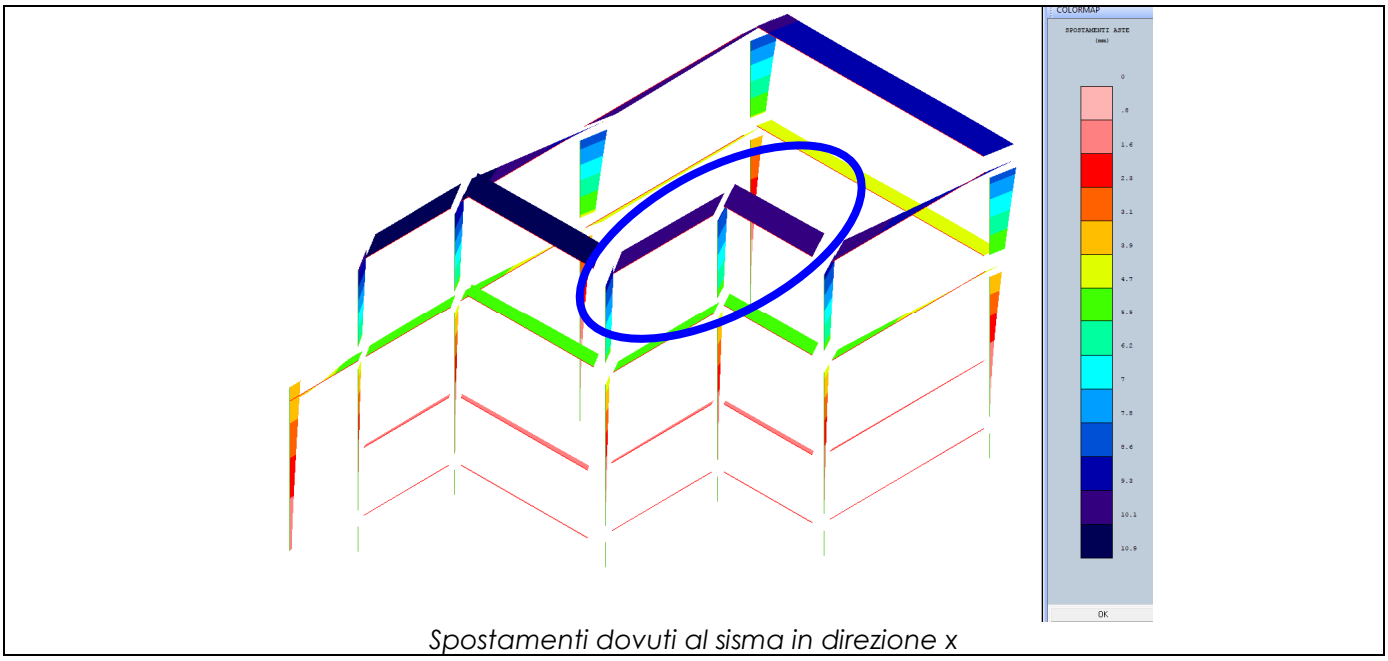
In ogni caso

$\mu_d \leq 5q-4 = 8,5$

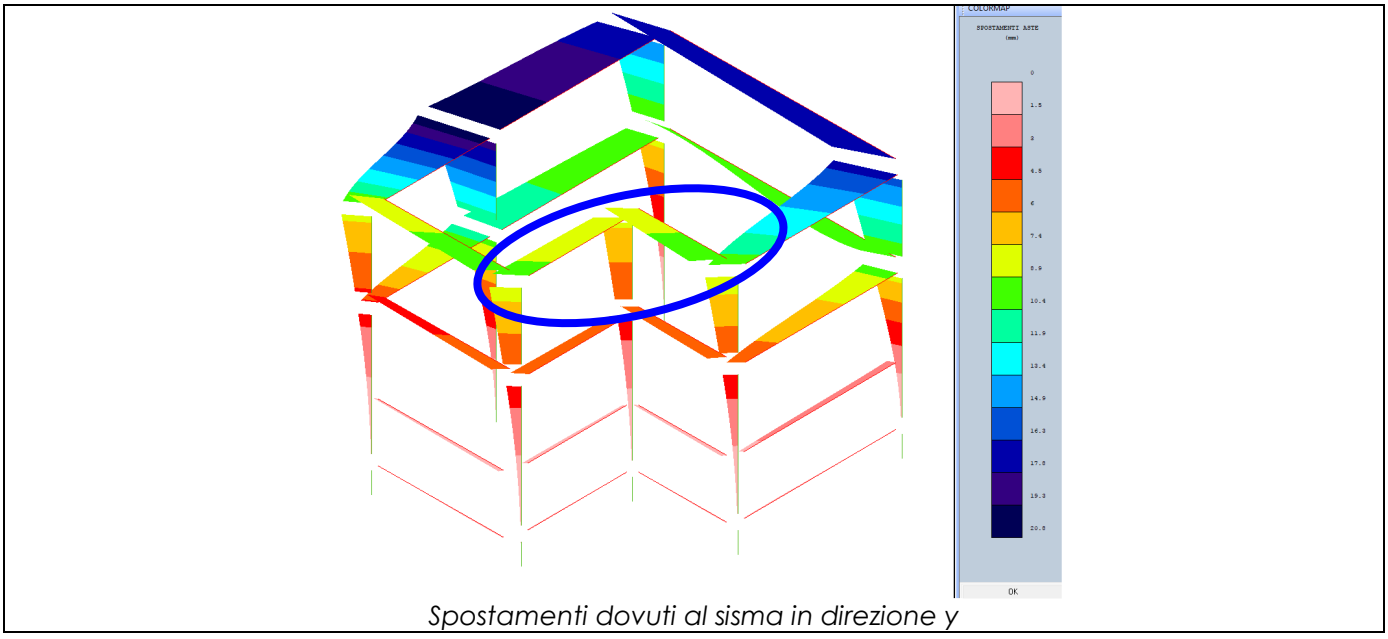
h = 9,9 m

T_1 = 1,22 s

T_C = 0,349 s



Spostamenti dovuti al sisma in direzione x



Spostamenti dovuti al sisma in direzione y

d_{EeCAP} = 10 mm
$T_1 > T_c$; pertanto $\mu_d = q = 2,5$
Pertanto:
$d_{ECAP} = \pm\mu_d\, d_{Ee} = \pm 2,5 \times 10 = \pm 25$ mm

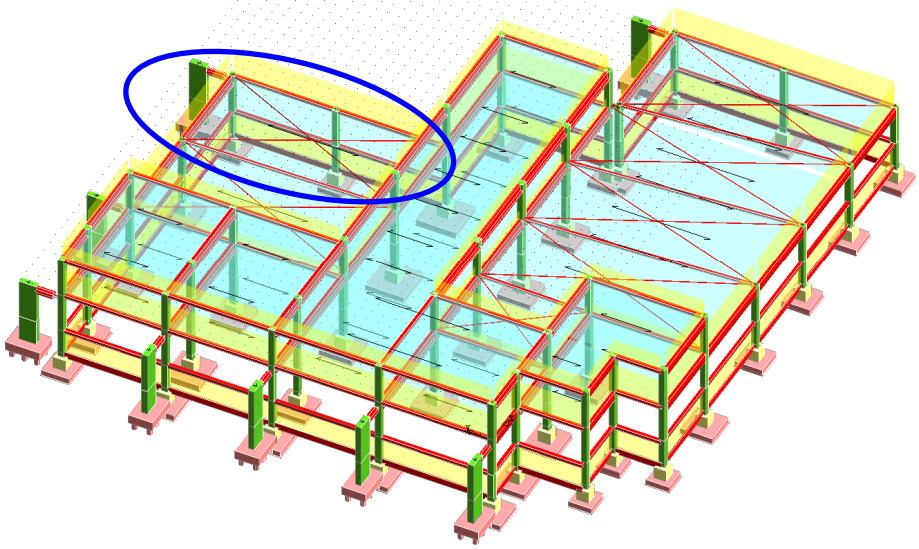
Torretta:

Si calcola il giunto sismico tra il capannone e la torretta, in accordo al punto 7.2.2 delle NTC 2008 "Distanza tra costruzioni contigue".
La distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati moltiplicata per $a_gS/0,5$ g <= 1. In modo semplificato, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_gS/0,5$ g.
Nel caso in esame:

h = 9,90 cm
a_g/g S = 0,113 x 1,65 = 0,186
Lo spessore minimo del giunto dovrà essere:
δ_{min} = 990/100 x 0,186 /0,5 = 3,7 cm
Lo spessore minimo del giunto deve essere:
δ giunto = d_{Ee} + $d_{ETORRETTA}$ =25 + 37 = 62 mm
Verrà garantita la realizzazione di un giunto dello spessore minimo di 65 mm, eventualmente allargando il giunto esistente mediante rimozione di intonaco o copri ferro.

2.3.13 Fattore di struttura

Si determina il fattore di struttura q; per la descrizione dettagliata del calcolo vedere l'allegato B del Laboratorio di Fisica Tecnica "Curva di capacità del sistema controvento dissipativo-telaio. Calcolo del fattore di struttura"



Indicazione del telaio analizzato per il calcolo di q

- STATO DI FATTO

SEZIONE CLS		CLS		ACCIAIO	
l =	520 cm	R_{ck}=	50 N/mmq	f_{yk} =	450 N/mmq
B =	50 cm	α_{cc} =	0,85	γ_s =	1,15
H =	50 cm	γ_c =	1,5	E_s =	210000 N/mmq
c =	5,6 cm	f_{ck}=	41,5 N/mmq	f_{yd} =	391,30 N/mmq
d =	44,4 cm	f_{cm} =	49,5 N/mmq	AZIONI	
Ac =	2500 cmq	E_c=	35547 N/mmq	N_{ed} =	-806 kN
		f_{cd}=	23,5 N/mmq	M_{ed} =	90,1 kNm

ARMATURA							
Tesa	2	Ø 20	+	1	Ø 16	As =	829 mmq
Compressa	2	Ø 20	+	1	Ø 16	A's =	829 mmq

Condizioni di snervamento		Condizione di rottura calcestruzzo		Duttilità struttura	
x_y/d =	0,312	x_u/d =	0,349	μ_{sez}	3,71
ε_{yd} =	1,86 ‰	ε_{ccu} =	-3,5 ‰	l_p =	65,5 cm
Eq alla traslazione		Eq alla traslazione		μ_d =	2,02
ΔN =	-0,92 kN	ΔN =	-0,45 kN	q_0	1,75
x_y =	13,87 cm	x_u =	15,47 cm		
χ_y =	0,0610	χ_u =	0,2262		

Nello stato di fatto la struttura ha un valore di
q_0 = 1,75
Per tener conto di irregolarità e incertezze nel calcolo di q, si adotta un coefficiente correttivo ζ = 0,86.
Pertanto si adotta:
q = q_0 ζ = 0,86 x 1,97 **= 1,5**

- STATO DI PROGETTO

SEZIONE CLS			CLS			ACCIAIO		
l =	520	cm	R_{ck} =	50	N/mmq	f_{yk} =	450	N/mmq
B =	50	cm	α_{cc} =	0,85		γ_s =	1,15	
H =	50	cm	γ_c =	1,5		E_s =	210000	N/mmq
c =	5,6	cm	$E_c/2$ =	17774	N/mmq	f_{yd} =	391	N/mmq
d =	44,4	cm	f_{cd} =	23,5	N/mmq			
A_c =	2500	cmq	AZIONI					
J	520833	cm^4	N_{ed} =	-876	kN			
n_pil	3		M_{ed} =	72	kNm			

ARMATURA								
Tesa	2	Ø	20	+ 1	Ø 16	A_s =	829	mmq
Compressa	2	Ø	20	+ 1	Ø 16	A'_s =	829	mmq

Condizione di rottura calcestruzzo			Singolo Pilastro			Telaio		
x_u/d =	0,224		M_u =	115	kNm	F_{yt} =	**66,5**	kN
Eq alla traslazione			F_{yp} =	22,2	kN	K_{yt} =	**5,9**	kN/mm
ΔN =	-0,22	kN	K_p =	2,0	kN/mm	d_{yt} =	**11,22**	mm
χ_u =	0,3522		d_{yp} =	11,22	mm	d_{ut} =	**123,24**	mm
			l_p =	65,5	cm			
			d_{up} =	123,2	mm			

BRAD		
$F_{yb}=F_1$ =	301	kN
$d_{yb}=d_1$ =	1,97	mm
$F_{ub}=F_2$ =	320	kN
$\mu d_{yb}=d_2$ =	20,00	mm
K_b =	152,8	kN/mm
$\alpha_b K_b$	1,1	kN/mm
α_b	0,0069	
μ	10	

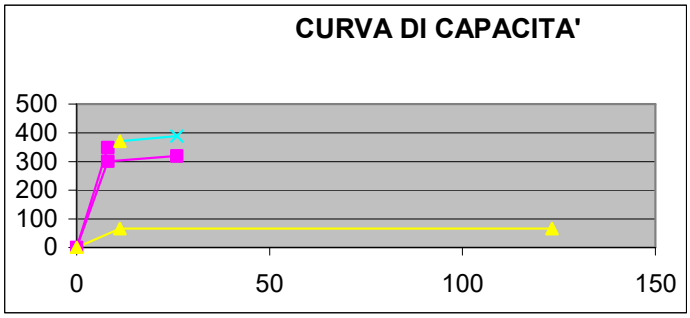
CLS		
Rck=	50	N/mmq
α_{cc} =	0,85	
γ_c =	1,5	
E_c /2=	17774	N/mmq

Controvento		
l =	5,35	m
B =	0,5	m
H =	1,5	m
J =	0,141	m^4
K_c =	49,0	kN/mm
$K_{c,min}$ =	32,4	kN/mm
Verificato		
βF_{ub}	355,00	kN
β	1,1	
d_{yc}	7,25	mm

Sistema dissipativo		
F_{ys} =	301	kN
K_s =	37,1	kN/mm
d_{ys} =	8,1	mm
α_s =	0,028	
μ_s =	3,2	3,2
F_{us} =	319,4	kN/mm
d_{us} =	25,97	mm

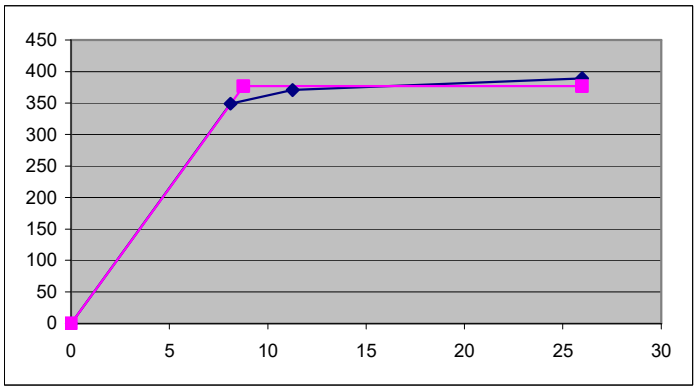
Telaio		
F_{yt} =	66,50	kN
K_{yt} =	5,9	kN/mm
d_{yt} =	11,3	mm
Verificato		
d_{ut} =	123,2	mm

Telaio + Sist. Diss.		
K_y =	43	kN/mm
d_y =	8,1	mm
F_y =	349	kN
K_{y2} =	7	kN/mm
F_{y2} =	371	kN
d_u =	26,0	mm
K_u =	1,03160	kN/mm
F_u =	389	kN



Sistema Complessivo		
F_{y1} =	349	kN
d_{y1} =	8,12	mm
F_{y2} =	371	kN
d_{y2} =	11,27	mm
F_u =	389	kN
d_u =	25,97	mm

Sistema equivalente		
F^*_y =	377	kN
k^* =	43	kN/mm
d^*_y =	8,8	mm
d^*_u =	25,97	mm
q_0 =	3,0	



Pertanto:
$q_0 = 3,0$
A favore di sicurezza si adotta **q = 2,5** a cui corrisponde coefficiente correttivo $\zeta = 0,83$ che tiene conto di irregolarità nella struttura e incertezze nel calcolo di q.

3 RELAZIONE SUI MATERIALI

Si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali:

Calcestruzzo per fondazioni

Classe di resistenza	C25/30	Rck 30 N/mm^2
Classe di esposizione	XC2	
Classe di consistenza	S4	

Calcestruzzo per elevazione

Classe di resistenza	C32/40	Rck 40 N/mm^2
Classe di esposizione	XC1	
Classe di consistenza	S4	

Acciaio per c.a.
tipo B450C controllato

Acciaio da carpenteria
S275

Bulloni
Classe 8.8

Barre inghisate con ancorante chimico
Barre M12-20 classe 8.8. inghisate con ancorante chimico tipo HIT-HY 200 della HITI

3.1 Valori di calcolo

Calcestruzzo Rck300:
Resistenza caratteristica:
f_{ck} = 0,83 x 30 = 24,9 N/mm^2
coefficiente parziale di sicurezza: γ_M =1,5
α_{CC} = 0,85
Resistenza di progetto:
$f_{cd} = \alpha_{CC}\ f_{ck}/\ \gamma_C$= 0,85 x 24,9/1,5 = 14,1 N/mm^2

Calcestruzzo Rck400:
Resistenza caratteristica:
f_{ck} = 0,83 x 40 = 33 N/mm^2
coefficiente parziale di sicurezza: γ_M =1,5
α_{CC} = 0,85
Resistenza di progetto:
$f_{cd} = \alpha_{CC}\ f_{ck}/\ \gamma_C$= 0,85 x 33 /1,5 = 18,7 N/mm^2

Acciaio per c.a.
Resistenza caratteristica:
f_{yk} = 450 N/mm^2
coefficiente parziale di sicurezza: γ_M =1,15
Resistenza di progetto:
f_{cd} = 450/1,15 = 391 N/mm^2

Acciaio da carpenteria.

$\gamma_M = 1,05$
$f_{ysd} = f_{ysd} / \gamma_M = 275 / 1,05 = 262$ N/mm^2

Bulloni

$f_{ub} = 800$ N/mm^2
$\gamma_M = 1,25$
$f_{ub} = f_{ysd} / \gamma_M = 800 / 1,25 = 640$ N/mm^2

4 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Vedere tavola Inm_01, Inm_02, Inm_03, Inm_04, Inm_05, Inm_06, Inm_07, Inm_08, Inm_09, Inm_10, Inm_11, Inm_12 in allegato.

5 PIANO DI MANUTENZIONE

Vedere l'allegato "Piano di manutenzione".

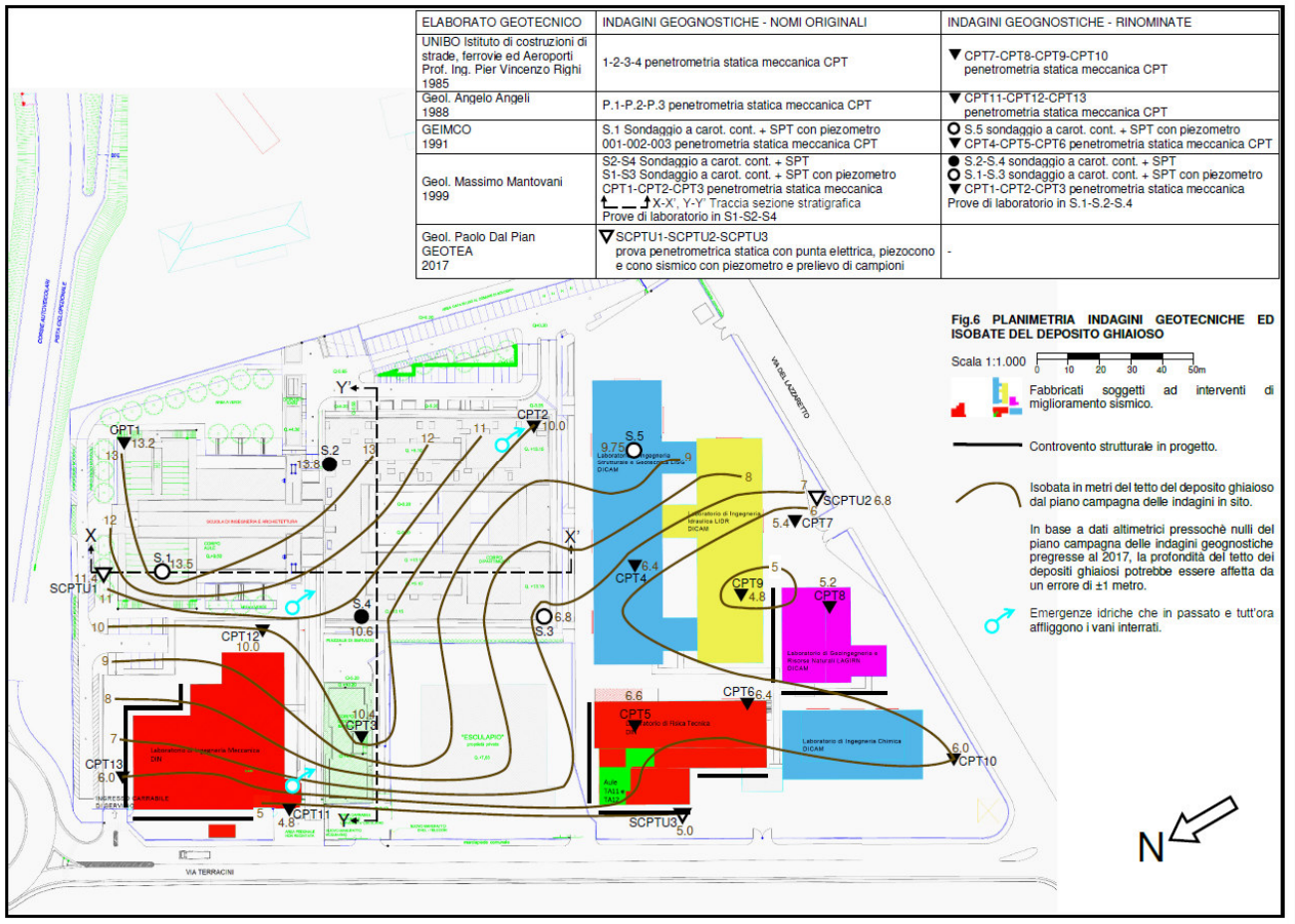
6 RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

6.1 Relazione geologica: indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Per la definizione di un modello geologico di dettaglio è stata eseguita una campagna d'indagini consistente nell'esecuzione di:

- n° 13 prove penetrometriche statiche pregresse eseguite dal prof. Ing. Pier Vincenzo Righi, geol. Angelo Angeli e geol. Massimo Mantovani e rielaborate dal dott. Geol. Paolo Dal Pian
- prove di laboratorio di tipo colonna risonante per la determinazione delle curve di degrado - smorzamento del terreno su n° 3 prelievi di campioni
- n° 3 prove penetrometriche statiche con punta elettrica, piezocono e cono sismico;
- n°5 prove con tecnica HVSR per la determinazione della categoria sismica (parametro Vs30) e delle principali frequenze di risonanza del sito in esame.

E' stata inoltre eseguita un'analisi di risposta sismica locale del sito in questione.
L'indagine sismica ha permesso di ricostruire l'andamento delle onde di taglio S e di classificare il suolo di fondazione in **categoria C.**



Planimetria delle indagini geotecniche eseguite

Figura 2 – Ubicazione delle prove geofisiche eseguite dagli scriventi per la caratterizzazione sismica del sito.

LEGENDA:

SCPTU 1- C1

Prova in foro: prova penetrometrica statica a punta elettrica e cono sismico + prelievo campione indisturbato di terreno in adiacenza alla verticale esplorata;

HVSR 1

Misura a stazione singola in superficie con tecnica HVSR.

Ubicazione delle prove geofisiche eseguite

Di riporta il modello geotecnico utilizzato.

MODELLO GEOTECNICO DERIVATO DA CPT5-6

Cantiere: laboratori di Fisica Tecnica ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

Località: via Terracini, 28 Bologna

Prof. da m	Prof. a m	Colonna stratigrafica	Tipo litologico	$\gamma_{nat\,n}$ kg/cm^3	$\sigma\,\gamma_{nat\,n}$ kg/cm^3	$\gamma_{sat\,n}$ kg/cm^3	$\sigma\,\gamma_{sat\,n}$ kg/cm^3	Cu_n kg/cm^2	$\sigma\,Cu_n$ kg/cm^2	φ_n °	$\sigma\,\varphi_n$ °	Dr_n %	$\sigma\,Dr_n$ %	M_n kg/cm^2	$\sigma\,M_n$ kg/cm^2	Piano di fondazione
0	-0,2		Argille limose, limi argillosi, consistenti.	0,00193	0,00006	0,00201	0,00006	1,17	0,44	0	0	0	0	92	55	
-0,2	-0,4															
-0,4	-0,6															
-0,6	-0,8															
-0,8	-1															
-1	-1,2															
-1,2	-1,4															
-1,4	-1,6															
-1,6	-1,8															
-1,8	-2															
-2	-2,2															
-2,2	-2,4		Argille limose, limi argillosi, plastici.	0,00187	0,00003	0,00195	0,00003	0,63	0,17	0	0	0	0	52	9	-5,00m
-2,4	-2,6															
-2,6	-2,8															
-2,8	-3															
-3	-3,2															
-3,2	-3,4															
-3,4	-3,6															
-3,6	-3,8															
-3,8	-4															
-4	-4,2															
-4,2	-4,4															
-4,4	-4,6															
-4,6	-4,8															
-4,8	-5															
-5	-5,2															
-5,2	-5,4															
-5,4	-5,6															
-5,6	-5,8															
-5,8	-6															
-6	-6,2															
-6,2	-6,4															
-6,4	-6,6															
-6,6	-6,8		Ghiaie, ghiaie sabbiose, mediamente addensate.	0,00210		0,00220		0,00		38,0		73		667		
-6,8	-7															
-7	-7,20															

Meccanica: Modello geotecnico utilizzato

Vedere l'Allegato con la relazione geologica del dott. Geol. Paolo dal Pian. e la relazione sismica del dott. Geol. Stefano Maggi.

6.2 Relazione geotecnica: indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno

- Il modello geotecnico utilizzato è quello di trave su suolo elastico (modello alla Winkler).
- La verifica agli stati limite ultimi è stata eseguita in accordo all'Approccio 2 riportato al punto 6.4.2.2 delle NTC 2008.

Approccio 2: A1+M1+R3

dove:

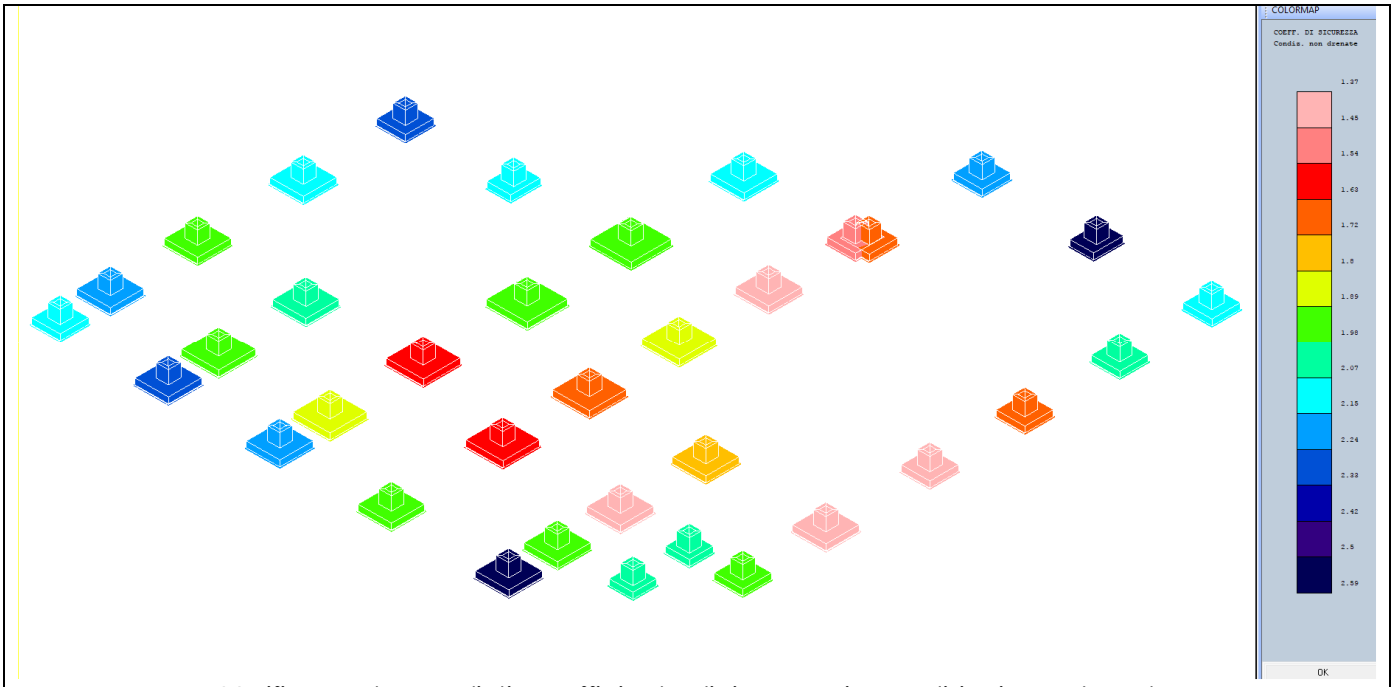
A1 = 1,3 per carichi permanenti
A1 = 1,5 per carichi permanenti non strutturali
A1 = 1,5 per carichi variabili

M1 = 1

R3 = 2,3

Si riportano i risultati più significativi delle verifiche geotecniche.

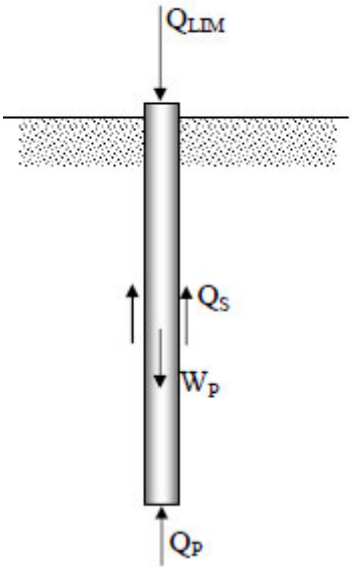
6.2.1 Verifica portanza plinti



Verifica portanza plinti: coefficiente di sicurezza in condizioni non drenate

6.2.2 Verifica portanza pali

Portanza pali per carichi verticali



Schema di calcolo della capacità portante di un palo isolato

Si calcola la resistenza del palo per carichi verticali.

L	Lunghezza palo
Φ	diametro del palo
i	interasse del palo

N_q	coefficiente di capacità portante
M_{sd}	momento sollecitante
d	diametro del palo
γ_{base}	coefficiente parziale per il calcolo della resistenza di base per pali trivellati
$\gamma_{lat,compr}$	coefficiente parziale per il calcolo della resistenza laterale in compressione per pali trivellati
$\gamma_{lat,traz}$	coefficiente parziale per il calcolo della resistenza laterale in trazione per pali trivellati
b_c	larghezza setto controvento
l_c	lunghezza setto controvento
h_c	altezza setto controvento
b_c	larghezza plinto
l_c	lunghezza plinto
h_c	altezza plinto
h	profondità strato terreno
γ	peso specifico strato terreno
ϕ	angolo di attrito strato terreno
c_u	coesione non drenata
Q_s	valore caratteristico della resistenza per aderenza laterale
$N_{rd,TRAZ}$	valore di progetto della resistenza a trazione del palo per aderenza laterale
$N_{rd,COMPR}$	valore di progetto della resistenza a compressione del palo per aderenza laterale
$R_{rd,BASE}$	valore di progetto della resistenza per portanza di base
FS	coefficiente di utilizzo della sezione (verificato se < 1)

PALO		
L =	12	m
Φ =	0,5	m
i =	2	m
N_q =	18	
M_{sd} =	216	tm
γ_{base} =	1,35	
$\gamma_{lat,compr}$ =	1,15	
$\gamma_{lat,traz}$ =	1,25	

SETTO CONTROVENTO		
b_c =	0,5	m
l_c =	1,5	m
h_c =	5,85	m
PLINTO		
b_p =	2,8	m
l_p =	2,1	m
h_p =	1	m

STRATO	h m	γ t/m³	Φ	c_u daN/cm²	K	α	Qs t
1	1,5	1,86	0	0,57	0,5	0,68	9
2	4,0	1,69	27	0	0,5	1,25	10
3	6,5	2,1	38	0	0,5	1,25	65

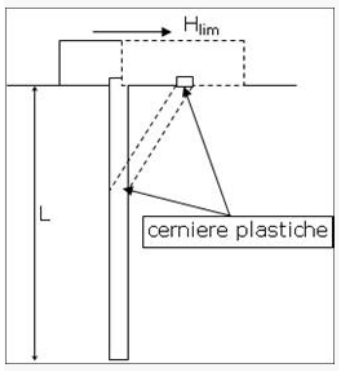
$N_{sd,TRAZ}$ =	42 t	$N_{rd,TRAZ}$ =	67 t
$N_{sd,COMPR}$ =	54 t	$R_{D,BASE}$ =	15 t
R_{Kbase} =	20 t	$N_{rd,COMPR}$ =	88 t
$R_{K,LAT}$ =	84 t		

Verifica a trazione			
FS =	0,62	<	1
Verifica a compressione			
FS =	0,61	<	1

Essendo le verifiche molto soddisfatte, si trascura la riduzione della portanza per effetto dei pali in gruppo; inoltre i/d = 1,30/0,5 = 2,6 è poco inferiore al limite di 3Φ.

Portanza pali per carichi orizzontali

Si calcola la resistenza del terreno per azioni orizzontali: la capacità portante del sistema palo-terreno è stata determinata con il metodo di Broms (1964), considerando la sommità del palo impedita di ruotare perché incastrata ai plinti e il terreno omogeneo in condizioni non drenate. Nell'ipotesi di calcolo di "palo lungo" il valore della portata orizzontale limite per i pali con la testa impedita di ruotare si ottiene imponendo l'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra le due cerniere plastiche ed imponendo che il taglio si annulli nella sezione di momento massimo; questo valore è dato dalla seguente espressione (Viggiani, 1993).



Meccanismo di rottura do palo "lungo

Meccanismo di rottura di palo "lungo"

$$H_{lim,c,k} = c_{u,k} \cdot d^2 \cdot \left[-13{,}5 + \sqrt{182{,}25 + 36 \cdot \frac{M_p}{c_{u,k} \cdot d^3}} \right]$$

Dove:

$c_{u,k}$	coesione non drenata
M_p	momento plastico della sezione del palo
d	diametro del palo

$V_{sd,palo} = V_{sd} / n = 360/4 = 90$ kN

RESISTENZA A TAGLIO		
$c_{u,k}$ =	0,57	daN/cm^2
d =	0,5	m
M_p =	310,8	kNm
γ_M =	1,3	
$H_{lim,c,K}$ =	404	kN
$H_{lim,d}$ =	311	kN

La resistenza a taglio del terreno è:
$H_{lim,d} = 311$ kN > $V_{sd,palo} = 90$ kN
La verifica del terreno per azioni orizzontale è pertanto soddisfatta.

6.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base del sito di costruzione"

Da una ricostruzione della storia edificatoria dell'edificio con i terremoti subiti in passato, si è potuto ottenere una valutazione sperimentale della vulnerabilità sismica dello stesso, che si presenta in buone condizioni e non mostra segnali di degrado.

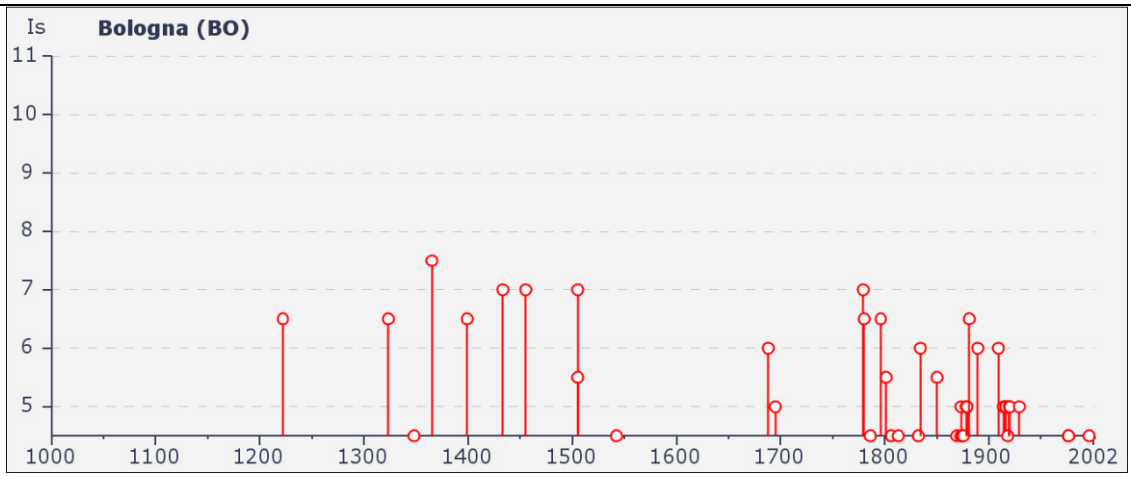


Tabella riassuntiva della storia sismica di Bologna

7 ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

Vedere tavole in allegato.

8 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

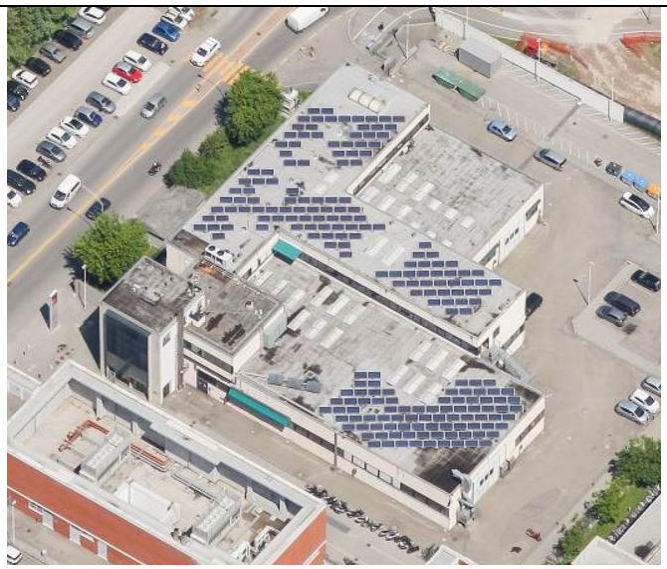
In accordo all'art. 14 della L.R. n 19/2008, si esegue la seguente valutazione della sicurezza, a seguito dell'intervento di miglioramento(par. 8.4 delle NTC).
Si evidenzia il miglioramento dei livelli di sicurezza post-intervento, in quanto il rinforzo delle connessioni tegoli-travi e travi-pilastri, l'inserimento dei controventi di piano, la messa in sicurezza dei pannelli esterni e delle pareti interne e l'introduzione dei setti di controvento in c.a. migliorano il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche.

	FS attuale	FS progetto
MECCANICA	18% ag/g $_{NTC2008}$	60% ag/g $_{NTC2008}$

Dall'analisi sismica inoltre, si è osservato come a seguito degli interventi la struttura raggiunge un livello di sicurezza superiore al 60% di quello previsto per le nuove costruzioni.

9 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Viene riportata la documentazione fotografica, sia di insieme che delle parti maggiormente significative, estesa all'unità strutturale nel suo insieme ed agli aspetti di dettaglio.



Vista aerea

Vista esterna

Vista esterna

Vista esterna

Vista esterna

Laboratori

Laboratori

Uffici

Uffici

Il progettista delle strutture:

archistruttura.it **Progettazione Architettonica, Strutturale, Civile**

Bologna Nord via del Tuscolano 9 – tel. 051 32 56 50 email: studio@archistruttura.it
Bologna Sud via Siepelunga 12 – tel. 338 93 17 506 web: www.archistruttura.it
Modena via Malavolti 31 – tel. 059 710 94 42 Archistruttura

(Dott. Ing. Andrea Brighenti)