



REGIONE SICILIA
Assessorato regionale dell'energia
e dei servizi di pubblica utilità
Dipartimento regionale dell'acqua e dei rifiuti



DIGA GIBBESI

RIVALUTAZIONE SISMICA, STUDIO DELLE PRESSIONI NEUTRE E MOTI DI FILTRAZIONE, PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA, DEFINITIVA ED ESECUTIVA, MANUTENZIONE STRAORDINARIA STRADA DI COLLEGAMENTO CASA DI GUARDIA - POZZO - PARATOIE E RIEFFICIENTAMENTO STRUMENTAZIONE DI MONITORAGGIO E CONTROLLO

A

RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Dott. Ing. Antonino Margagliotta

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE TRA:

Mandataria

Mandanti



GEO R.A.S. s.r.l.



DIREZIONE DI PROGETTO PER L'ATI :

TECHNITAL S.p.A.

Dott. Ing. Simone Venturini

TITOLO ELABORATO: RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA
DELLE OPERE ACCESSORIE

CASA DI GUARDIA

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITÀ
TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO

ELABORATO N° :

II122F-A-SIS-RT-215-00

		ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO		
SIGLA		G. Buffati	A. Marani	A. Rizzo		
REVISIONE	N.	DESCRIZIONE		RED.	VER.	APP.
	1	00	Emissione Luglio 2021	G.B.	A.M.	A.R.
	2					
	3					

NOME FILE :

II120F-RI-SIS-RT-215-00.docx

DATA :

Luglio 2021

SCALA :

-

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 1 di 94</p>

**Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità
Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti**


PROGETTO PER L'AFFIDAMENTO DEI SERVIZI DI INGEGNERIA RELATIVI ALLO STUDIO DI RIVALUTAZIONE SISMICA DELLE OPERE STRUTTURALI DELL'IMPIANTO, ALLA PROGETTAZIONE ESECUTIVA DELLA MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELLA STRADA DI COLLEGAMENTO CASA DI GUARDIA – POZZO PARATOIE, ALLO STUDIO INTERPRETATIVO E ALLA PROGETTAZIONE ESECUTIVA DEL RIEFFICIENTAMENTO DELLA STRUMENTAZIONE DI MONITORAGGIO E CONTROLLO

DIGA GIBBESI

**RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE**


CASA DI GUARDIA

***RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA'
TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO***



	<p align="center">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p align="center">DIGA GIBBESI</p> <p align="center">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p align="center">CASA DI GUARDIA</p>	
<p align="center">III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="right">Pag. 2 di 94</p>

INDICE

1.	OGGETTO E SCOPO	7
2.	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	8
2.1.	Normative utilizzate in fase di progettazione esecutiva	8
2.2.	Normativa di riferimento attuale	8
2.3.	Relazioni di calcolo e disegni dell'epoca	9
3.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	10
4.	ANALISI STORICO-CRITICA	13
4.1.	Progetto di fattibilità (1972)	13
4.2.	Progetto esecutivo (1985)	17
4.3.	La casa di guardia oggi	22
4.3.1.	Stato di fatto	22
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	26
5.1.	Caratterizzazione geotecnica del progetto esecutivo originale	26
5.2.	Caratterizzazione geotecnica attuale	26
5.2.1.	Risultati delle indagini	26
5.2.2.	Rapporti opere-terreni	31
5.2.3.	Caratterizzazione geotecnica dei terreni	32
6.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	33
6.1.	Caratteristiche dei materiali dal progetto originale	33
6.2.	Indagini sui materiali e prove di laboratorio	33
6.2.1.	Indagini CON.GEO (luglio 2016)	33
6.2.2.	Indagini METROTEST (maggio 2021)	35
7.	IPOTESI DI CALCOLO	39
7.1.	Materiali	39
7.1.1.	Calcestruzzo	39
7.1.2.	Acciaio	40
7.2.	Parametri sismici	41
7.2.1.	Fattore di comportamento della struttura	42
7.2.2.	Spettri di risposta di progetto	45
8.	ANALISI DEI CARICHI	49
8.1.	G – Carichi permanenti	49
8.2.	Q – Carichi variabili	50
8.2.1.	Sovraccarico accidentale	50
8.2.2.	Carico da vento	50
8.2.3.	Carico da neve	51

	<p align="center"><i>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità</i> <i>Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</i></p> <p align="center">DIGA GIBBESI</p> <p align="center">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p align="center">CASA DI GUARDIA</p>	
<p align="center">II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="center">Pag. 3 di 94</p>

8.1. E – Azioni sismiche	51
9. COMBINAZIONI DI PROGETTO	52
9.1. Combinazioni di carico statiche (SLU)	54
9.2. Combinazioni di carico sismiche (SLV)	55
10. MODELLO	56
10.1. Risultati dell'analisi numerica	58
10.1.1. Analisi statica (SLU)	58
10.1.2. Analisi modale	62
10.1.3. Analisi sismica (SLV)	64
11. VERIFICHE STRUTTURALI	65
11.1. Verifiche statiche (SLU)	65
11.1.1. Verifiche a flessione	66
11.1.2. Verifiche a taglio	69
11.1.3. Conclusioni	71
11.2. Verifiche sismiche (SLV)	72
11.2.1. Verifiche sismiche (SLV) a breve termine	72
11.2.2. Verifiche sismiche (SLV) a lungo termine	86
11.2.3. Conclusioni	91
12. PROPOSTA TECNICA DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'OPERA	92
13. STIMA ECONOMICA DELL'INTERVENTO PROPOSTO PER LA MESSA IN SICUREZZA SISMICA DELL'OPERA	94

	<p align="center">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p align="center">DIGA GIBBESI</p> <p align="center">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p align="center">CASA DI GUARDIA</p>	
<p align="center">III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="center">Pag. 4 di 94</p>

INDICE DELLE FIGURE

Figura 3.1: Casa di guardia – Prospetti	10
Figura 3.2: Casa di guardia – Pianta piano terra, piano primo e copertura	11
Figura 3.3: Casa di guardia – Vista lato Nord e Ovest	12
Figura 3.4: Casa di guardia – Vista lato Sud ed Est	12
Figura 4.1: Progetto di fattibilità del 1972 – Prospetti Nord e Sud	13
Figura 4.2: Progetto di fattibilità del 1972 – Prospetti Est e Ovest	14
Figura 4.3: Progetto di fattibilità del 1972 – Pianta delle fondazioni	14
Figura 4.4: Progetto di fattibilità del 1972 – Pianta piano terra	15
Figura 4.5: Progetto di fattibilità del 1972 – Pianta primo piano	15
Figura 4.6: Progetto di fattibilità del 1972 – Sezioni	16
Figura 4.7: Progetto di esecutivo del 1985 – Pianta	18
Figura 4.8: Progetto di esecutivo del 1985 – Prospetti	18
Figura 4.9: Progetto di esecutivo del 1985 – Prospetto e sezione	19
Figura 4.10: Progetto di esecutivo del 1985 – Pianta delle fondazioni	19
Figura 4.11: Progetto di esecutivo del 1985 – Sezioni del palo di fondazione tipo	20
Figura 4.12: Progetto di esecutivo del 1985 – Pianta e sezione di una scala esterna	20
Figura 4.13: Progetto di esecutivo del 1985 – Pianta del solaio del primo piano	21
Figura 4.14: Progetto di esecutivo del 1985 – Pianta della copertura	21
Figura 4.15: Immagini della casa di guardia e del piazzale antistante	23
Figura 4.16: Casa di guardia – Distaccamento del copriferro sul parapetto della scala esterna	24
Figura 4.17: Casa di guardia – Distaccamento del copriferro sul cordolo della copertura	24
Figura 4.18: Casa di guardia – Particolare di una lesione passante su muro portante	25
Figura 5.1: Ubicazione delle indagini e risultato del carotaggio	26
Figura 5.2: Argilla AT – Risultati dell'analisi granulometrica eseguita sul campione N25/1	27
Figura 5.3: Argilla AT – Risultati della prova di taglio diretto eseguita sul campione N25/1	28
Figura 5.4: Prova Down-Hole N25DH	29
Figura 5.5: Stendimento sismico SIS-2	30
Figura 5.6: Casa di guardia – Rapporti opere-terreni	31
Figura 7.1: Legame costitutivo del calcestruzzo per le fondazioni e elevazione	39
Figura 7.2: Legame costitutivo dell'acciaio usato nelle fondazioni ed in elevazione	40
Figura 7.3: Spettri di risposta SLV in direzione orizzontale (nero) e verticale (blu)	48
Figura 10.1: Casa di guardia – Modello FEM completo	56
Figura 10.2: Casa di guardia – Modello FEM senza solaio di copertura	57




	<p style="text-align: center;">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p style="text-align: center;">DIGA GIBBESI</p> <p style="text-align: center;">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p style="text-align: center;">II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 5 di 94</p>

Figura 10.3:	Casa di guardia – Modello FEM senza solai	57
Figura 10.4:	Convenzioni di segno per i risultati degli elementi di tipo “shell”	58
Figura 10.5:	Soletta 1° piano – Combinazione SLU_1 – Momento flettente M11	59
Figura 10.6:	Soletta 1° piano – Combinazione SLU_1 – Momento flettente M22	59
Figura 10.7:	Soletta 1° piano – Combinazione SLU_1 – Azione di taglio V13	60
Figura 10.8:	Soletta 1° piano – Combinazione SLU_1 – Azione di taglio V23	60
Figura 10.9:	Analisi modale – Modo 1 – $T = 0.132$ – $UX = 50.6\%$ - Contour component U_x [m]	63
Figura 10.10:	Analisi modale – Modo 6 – $T = 0.043$ – $RZ = 64.9\%$ - Contour component U_x [m]	63
Figura 10.11:	Analisi modale – Modo 8 – $T = 0.036$ – $UY = 76.8\%$ - Contour component U_y [m]	64
Figura 11.1:	Sezioni lungo X e Y, agli appoggi ed in mezzeria, del solaio del primo piano (dimensioni in [cm])	65
Figura 11.2:	Disposizione delle armature del solaio del primo piano	66
Figura 11.3:	Pianta del piano terra con numerazione delle colonne presenti	73
Figura 11.4:	Geometria e armature dei tre tipi di colonne presenti nella casa di guardia	74
Figura 11.5:	Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del momento flettente M22 MAX	76
Figura 11.6:	Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del momento flettente M22 MIN	77
Figura 11.7:	Pianta del piano terra con numerazione delle pareti tozze presenti	78
Figura 11.8:	Modello tirante-puntone per pareti tozze (Figura C4.1.7 delle NTC 2008)	79
Figura 11.9:	Parete tipo da verificare, con le indicazioni delle dimensioni	80
Figura 11.10:	Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del taglio V13 MAX	83
Figura 11.11:	Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del taglio V13 MIN	83
Figura 11.12:	Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del taglio V33 MAX	84
Figura 11.13:	Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del taglio V33 MIN	84
Figura 11.14:	Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri	86

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 6 di 94</p>

Figura 11.15:	Geometria e armature dei tre tipi di colonne presenti nella casa di guardia (riduzione dei diametri delle barre a lungo termine)	87
Figura 11.16:	Parete tipo da verificare (a lungo termine), con le indicazioni delle dimensioni	89
Figura 12.1:	Pianta della casa di guardia con indicazione delle pareti verticali da ingrossare	92



	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 7 di 94</p>

1. OGGETTO E SCOPO

L'oggetto della presente relazione è la casa di guardia della diga di Gibbesi.

Lo scopo della presente relazione è la determinazione della vulnerabilità sismica della casa di guardia e lo studio di fattibilità tecnico economica degli interventi d'adeguamento strutturale. Oltre all'aspetto sismico, parallelamente, al fine di avere un quadro generale sul comportamento delle strutture costituenti la casa, saranno condotte anche le verifiche di sicurezza statica.

Per i dati generali e i criteri di progetto si rimanda alla relazione II122F-A-SIS-RT-201 – “*Dati generali e criteri di progetto*” contenuta nel presente progetto, dove, alla luce delle normative vigenti, si riportano i dati generali e i criteri adottati nel progetto della rivalutazione sismica delle opere accessorie della diga di Gibbesi e dello studio legato alla valutazione tecnico-economica degli interventi per la loro messa in sicurezza sismica (studio di fattibilità tecnico-economica). L'adeguamento sismico proposto a livello di fattibilità tecnico-economica, se necessario, ha lo scopo di definire quegli interventi atti ad aumentare la sicurezza sismica strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza richiesti dalla normativa vigente per le costruzioni nuove.

	<p align="center">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p align="center">DIGA GIBBESI</p> <p align="center">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p align="center">CASA DI GUARDIA</p>	
<p align="center">III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="center">Pag. 8 di 94</p>

2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1. Normative utilizzate in fase di progettazione esecutiva

Il progetto esecutivo della casa di guardia risale al 2-12-1985 ed è stato ritrovato integralmente negli archivi della scrivente. Le strutture sono state progettate utilizzando una normativa che, ad oggi, risulta obsoleta; in particolare si ricordano le seguenti normative:

- Legge 2 febbraio 1974, n° 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. 19 giugno 1984 “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”;
- D.M. 1 aprile 1983 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche”, ai sensi della legge 5 novembre 1971, n° 1086;
- D.M. 21 gennaio 1981 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- Circolare LL.PP. 9 novembre 1978, n° 18591 “Istruzioni relative ai carichi, sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni”.

I calcoli delle membrature delle strutture in cemento armato vengono effettuati considerando la presenza contemporanea delle seguenti condizioni elementari di carico:


- pesi propri strutturali;
- carichi permanenti;
- sovraccarichi accidentali di esercizio;
- azioni sismiche.

L'edificio sorge in Comune Sommatine (Caltanissetta), cioè in zona dichiarata sismica, ai sensi delle leggi vigenti all'epoca della progettazione, con “grado di sismicità” $S = 9$.

2.2. Normativa di riferimento attuale

Per eseguire l'analisi e la verifica della struttura in oggetto per questa relazione si utilizzano le normative attuali:

- DM 17/01/2018: “Norme tecniche per le costruzioni”, abbreviate nel seguito con l'acronimo “NTC 2018”;



	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 9 di 94</p>

- Circ. 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- DM 14/01/2008: “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, abbreviate nel seguito con l’acronimo “NTC 2008”;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 C.S.LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- UNI 11104: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità” – istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206.
- EC2_UNI EN 1992-1-1: “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EC8_UNI EN 1998-1: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per edifici”.

2.3. Relazioni di calcolo e disegni dell’epoca

Sono state ritrovate dalla scrivente le seguenti relazioni di calcolo e disegni dell’epoca della progettazione dell’opera:

- I1-A0 “Sbarramento e opere di scarico – Relazione tecnica” datata 20-06-1972;
- Tavole da I2-1 fino a I2-6: Piante, prospetti e sezioni della casa di guardia, datate 20-06-1972;
- OI-09-CG-06 “Progetto Esecutivo – Casa di guardia – Relazione di calcolo”, datata 02-12-1985;
- Tavole del Progetto Esecutivo da OI-09-CG-01 fino a OI-09-CG-05: Fondazioni, pali, scale, piano primo, copertura con particolari delle armature.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 10 di 94</p>

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La casa di guardia è una struttura in c.a. costruita a quota 258.00 m s.l.m. in sinistra idraulica presso il coronamento della diga, in posizione dominante.

L'edificio è così costituito:



- Piano terra (Q. 258.10 m s.l.m.): magazzino, ufficio, garage, locale caldaia e locale con quadro di comando delle valvole e dispositivi di controllo della diga.
- Piano primo (Q. 261.58 m s.l.m.): due appartamenti separati, accessibili da altrettante scale esterne posizionate sui lati Est e Ovest.
- Copertura (Q. 264.80 m s.l.m.): accessibile solo per la manutenzione attraverso una scala metallica posizionata su un balcone del primo piano lato Sud.

La struttura portante della casa è formata da setti in c.a. di spessore 20 cm posizionati lungo il perimetro dell'edificio e da alcune colonne. La struttura in c.a. è a vista in ogni punto esterno dell'abitazione. Le fondazioni sono formate da 15 pali trivellati Ø60 cm.

L'edificio è collegato all'opera di scarico e presa a mezzo di una strada ad unica carreggiata di larghezza 4 m snodantesi con ampie curve.



Figura 3.1: Casa di guardia – Prospetti

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 11 di 94</p>

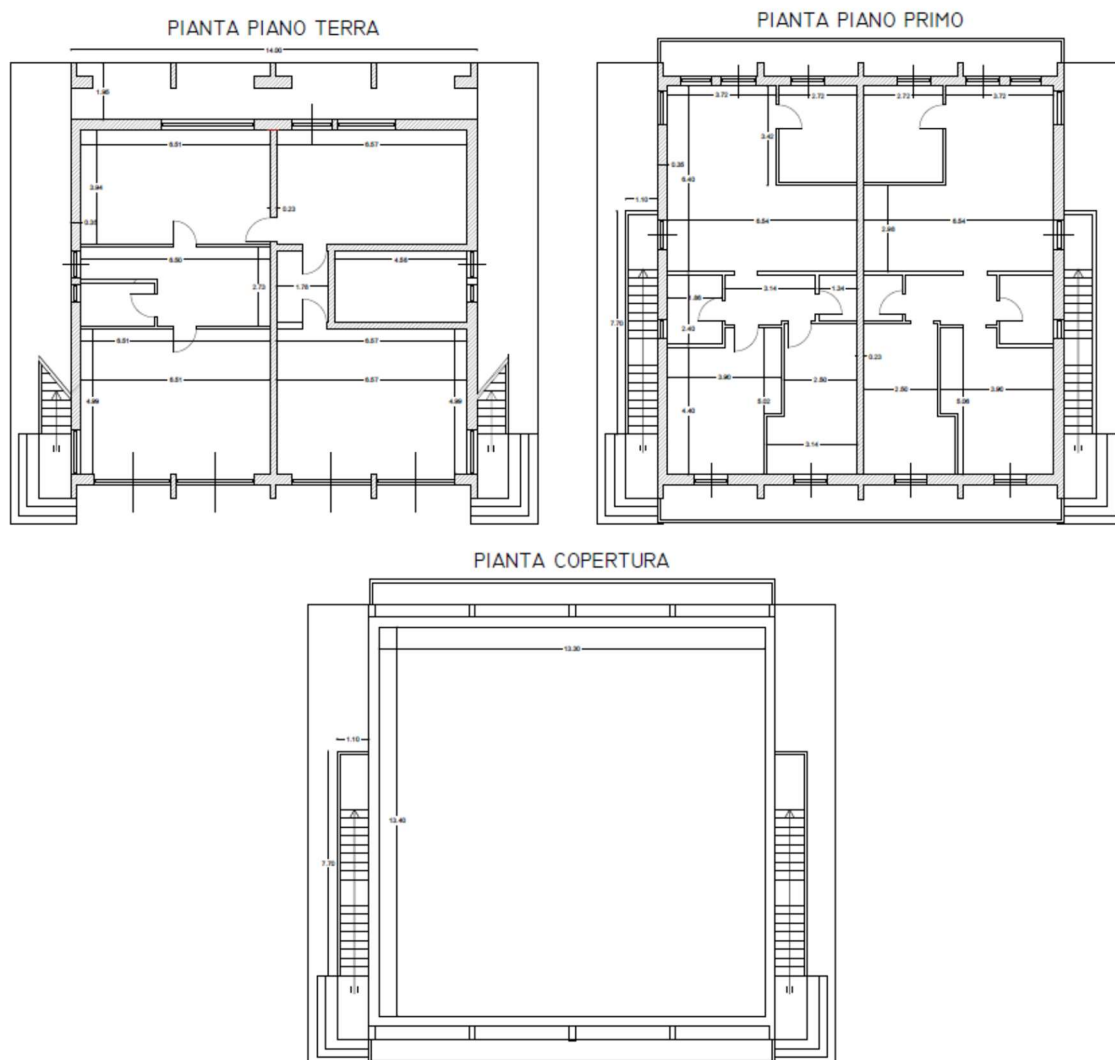


Figura 3.2: Casa di guardia – Pianta piano terra, piano primo e copertura




	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 12 di 94</p>



Figura 3.3: Casa di guardia – Vista lato Nord e Ovest



Figura 3.4: Casa di guardia – Vista lato Sud ed Est

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 13 di 94</p>

4. ANALISI STORICO-CRITICA

4.1. Progetto di fattibilità (1972)

Il primo progetto di fattibilità della casa di guardia risale al 1972 e se ne trova traccia nella “Relazione tecnica” (§ 13.2) dello stesso anno dove viene riportato ciò che segue:

La casa di guardia è prevista in sponda sinistra a quota 258 m s.m. presso il coronamento della diga in posizione dominante. L'edificio è collegato all'opera di scarico e presa a mezzo di una strada ad unica carreggiata di larghezza 4 m snodantesi con ampie curve. Nella casa sono previsti due appartamenti, un magazzino, un garage e due locali per ufficio, in uno dei quali verranno disposti i comandi delle valvole ed i dispositivi di segnalazione.

L'abitazione sarà dotata di luce elettrica e sarà collegata alla rete telefonica statale in modo da poter far fronte a qualunque emergenza con la massima sicurezza e tempestività.

A corredo della “Relazione tecnica” vengono fornite alcune tavole riportanti prospetti e piante della casa di guardia, come mostrato nelle seguenti figure.

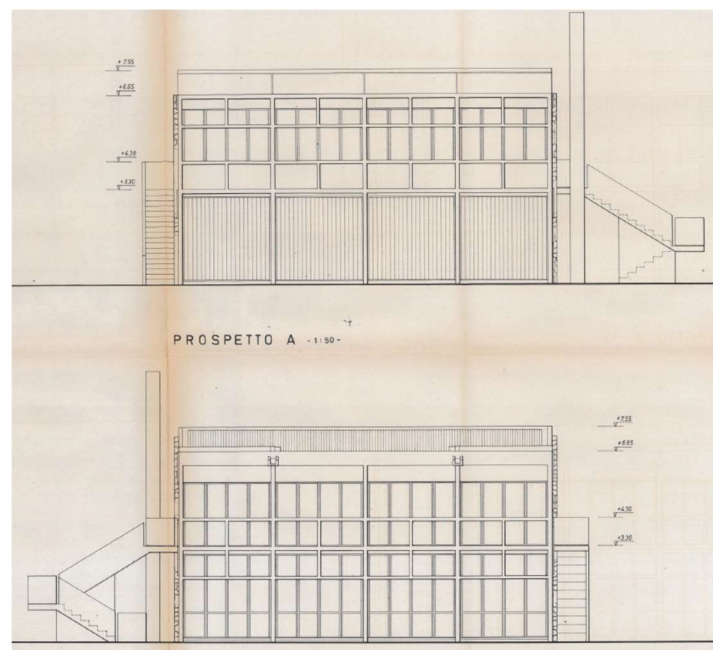


Figura 4.1: Progetto di fattibilità del 1972 – Prospetti Nord e Sud

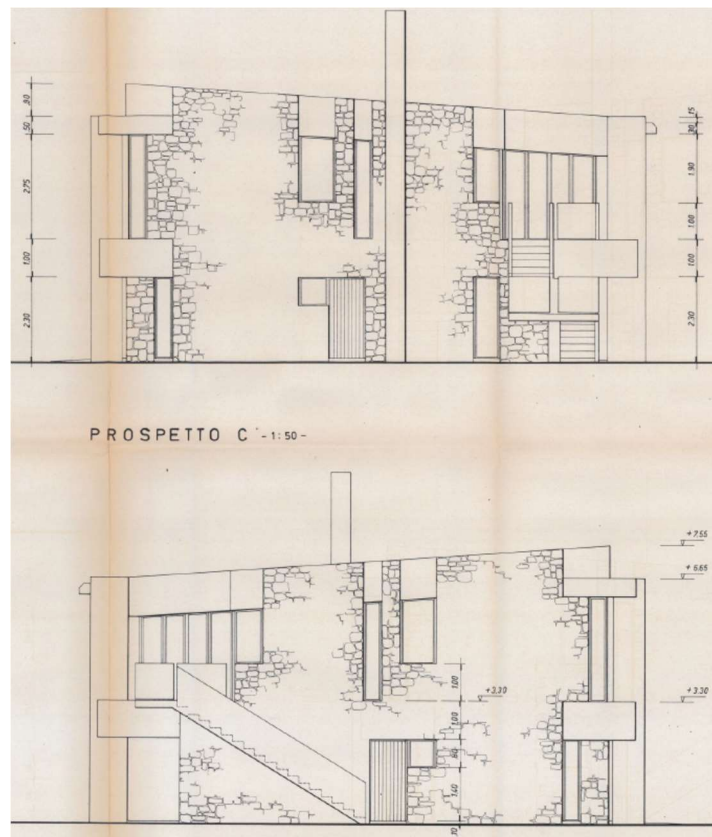


Figura 4.2: Progetto di fattibilità del 1972 – Prospetti Est e Ovest

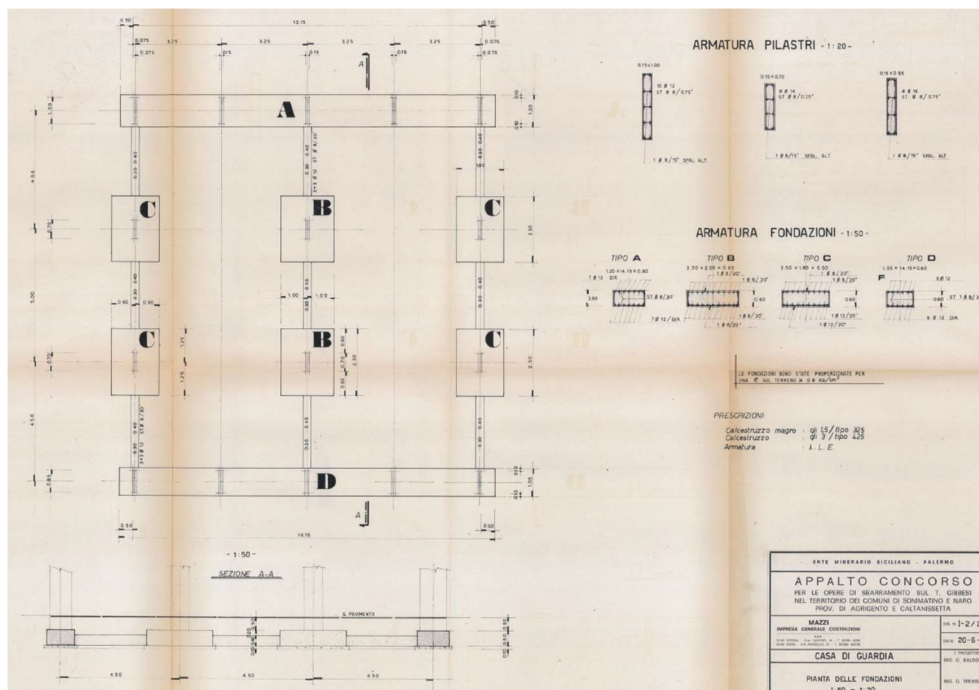




Figura 4.3: Progetto di fattibilità del 1972 – Pianta delle fondazioni

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 15 di 94</p>

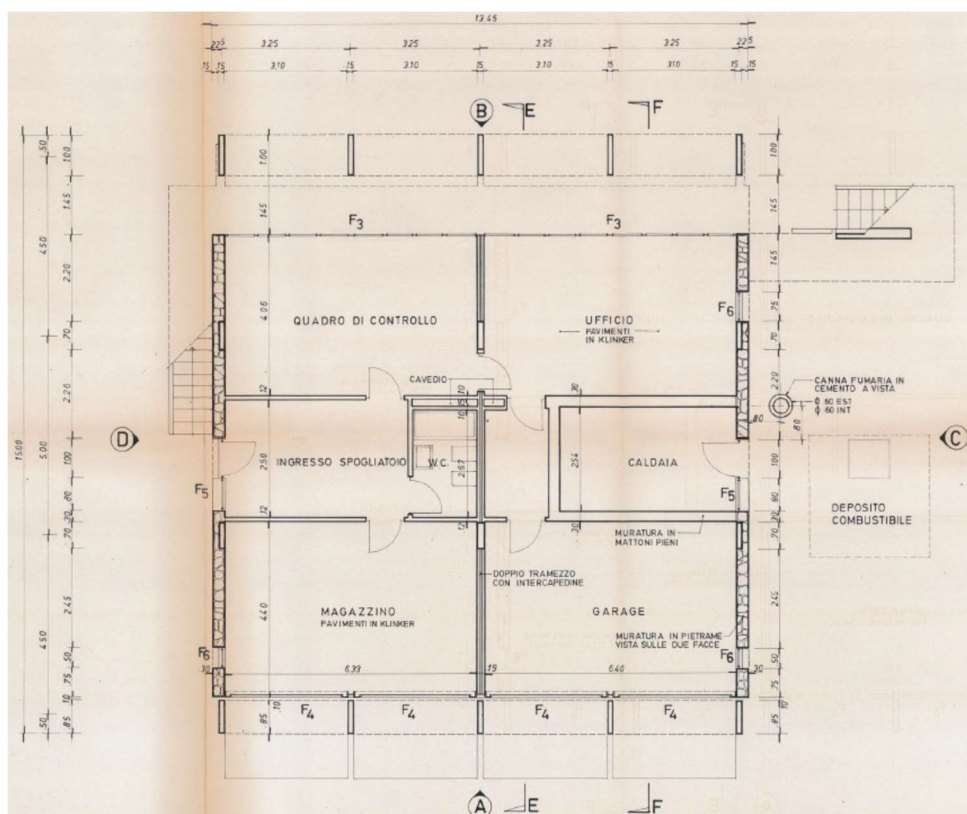


Figura 4.4: Progetto di fattibilità del 1972 – Pianta piano terra

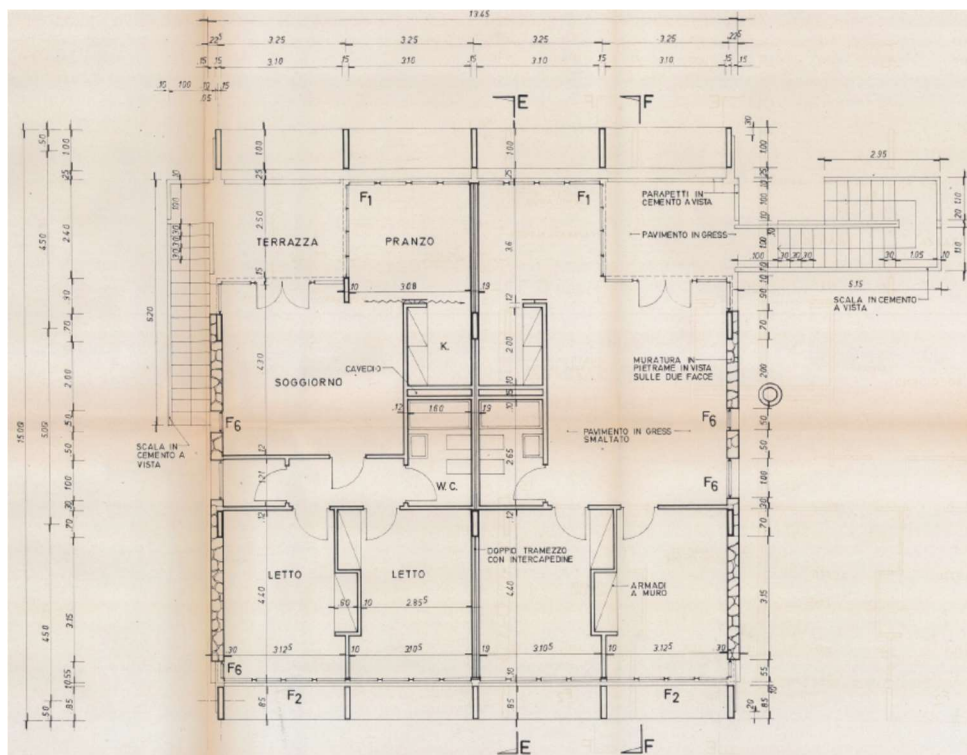


Figura 4.5: Progetto di fattibilità del 1972 – Pianta primo piano

4.2. Progetto esecutivo (1985)

Il 02-12-1985 viene prodotta la “Relazione di calcolo” del progetto esecutivo della casa di guardia. Inoltre, a corredo della relazione, vengono elaborate alcune tavole in cui si riporta la geometria e le armature delle diverse parti dell'edificio.

La relazione di calcolo, oltre a riportare le normative dell'epoca seguite per la progettazione, specifica le caratteristiche dei materiali con cui vengono effettuate le verifiche alle tensioni ammissibili:

- Calcestruzzo:
 - $R_{bk} > 250 \text{ kg/cm}^2$ = corrisponderebbe ad un calcestruzzo moderno del tipo C20/25
 - $\sigma_c = 85 \text{ kg/cm}^2$ = tensione ammissibile normale
 - $\tau_{co} = 5.33 \text{ kg/cm}^2$ = tensione ammissibile di taglio
- Acciaio:
 - FeB44k controllato in stabilimento (è un acciaio in barre ad aderenza migliorata con caratteristiche meccaniche simili al B450C odierno)
 - $f_y > 4400 \text{ kg/cm}^2$ = tensione di snervamento
 - $\sigma_s = 2600 \text{ kg/cm}^2$ = tensione ammissibile dell'acciaio

Nelle tavole contenenti i particolari costruttivi della struttura, invece, sono specificati altri valori di resistenza di calcestruzzo e acciaio.

Pali di fondazione			
Calcestruzzo	R_{bk}	25	N/mm ²
Acciaio FeB 44 k	f_{yk}	430	N/mm ²
Travi di fondazione			
Calcestruzzo	R_{bk}	30	N/mm ²
Acciaio FeB 44 k	f_{yk}	430	N/mm ²
Scale esterne			
Calcestruzzo	R_{bk}	30	N/mm ²
Acciaio FeB 44 k	f_{yk}	430	N/mm ²

Solaio del primo piano			
Calcestruzzo	R_{bk}	30	N/mm ²
Acciaio FeB 44 k	f_{yk}	430	N/mm ²
Copertura			
Calcestruzzo	R_{bk}	30	N/mm ²
Acciaio FeB 44 k	f_{yk}	430	N/mm ²

Si riportano nel seguito le tavole del progetto esecutivo in nostro possesso.

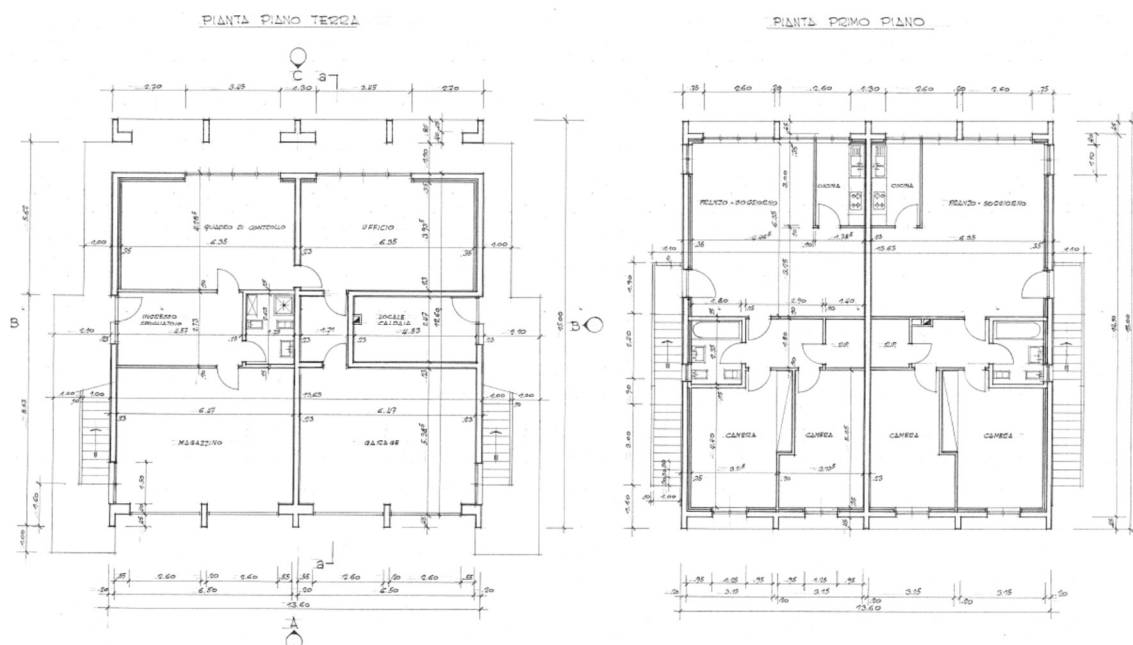


Figura 4.7: Progetto di esecutivo del 1985 – Piante

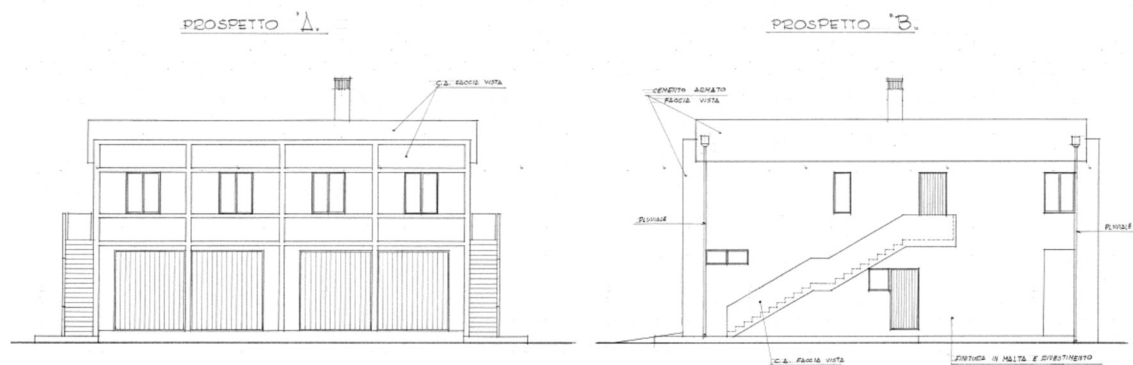




Figura 4.8: Progetto di esecutivo del 1985 – Prospetti

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 19 di 94</p>

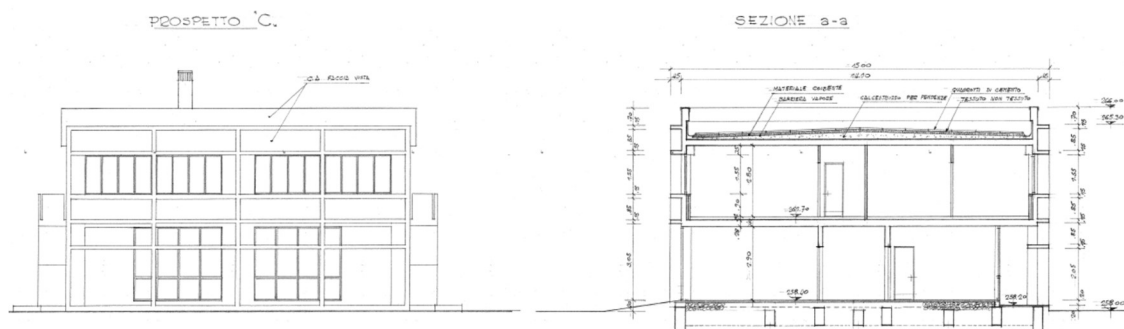


Figura 4.9: Progetto di esecutivo del 1985 – Prospetto e sezione

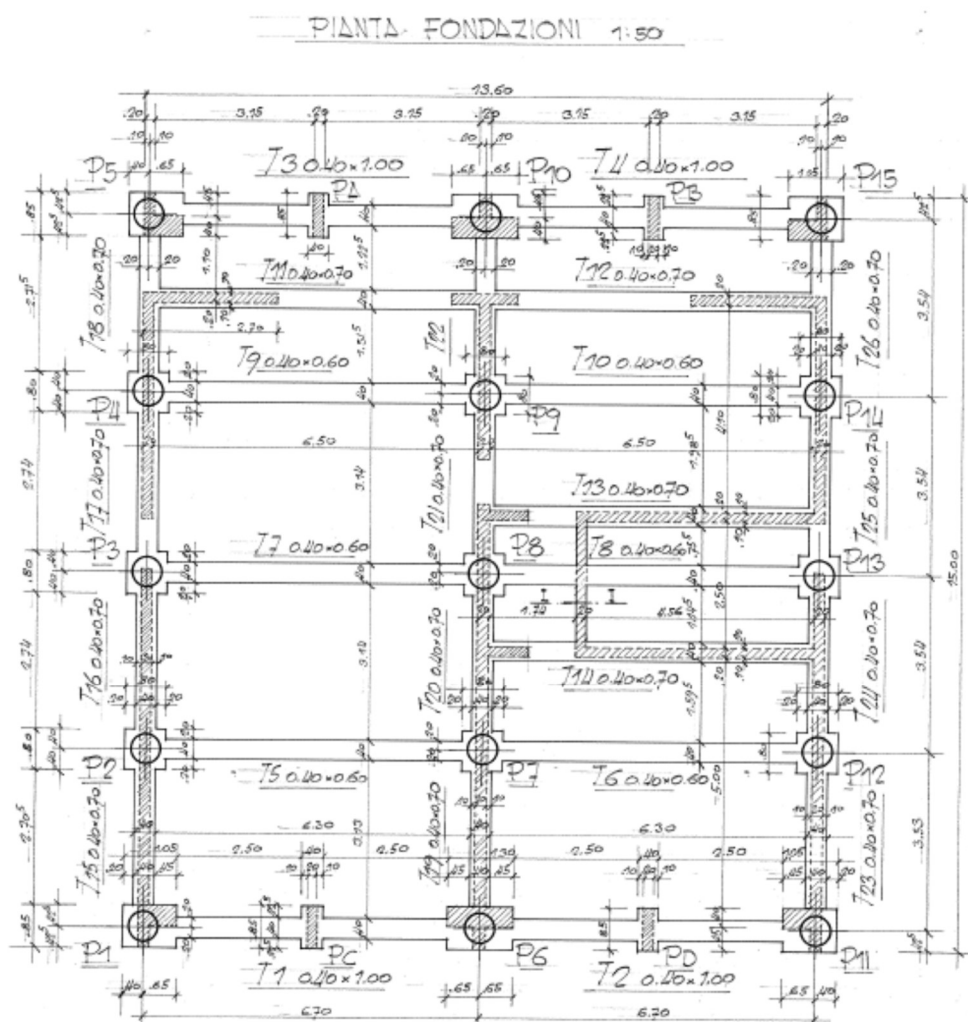


Figura 4.10: Progetto di esecutivo del 1985 – Pianta delle fondazioni

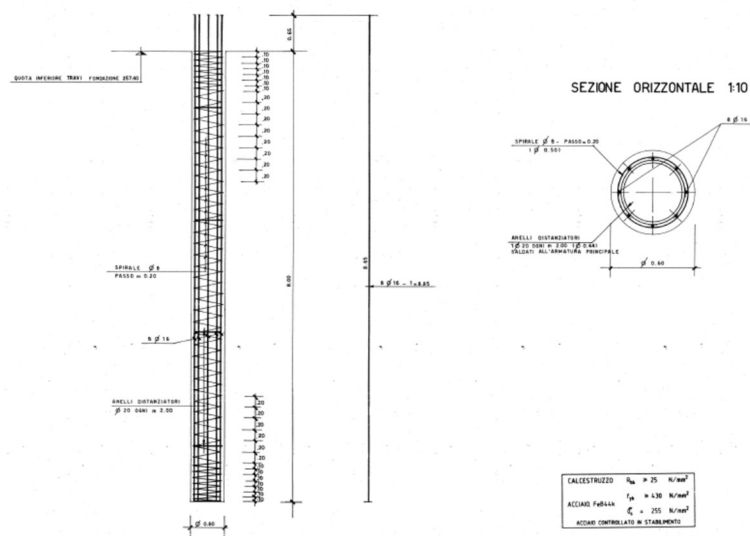


Figura 4.11: Progetto di esecutivo del 1985 – Sezioni del palo di fondazione tipo

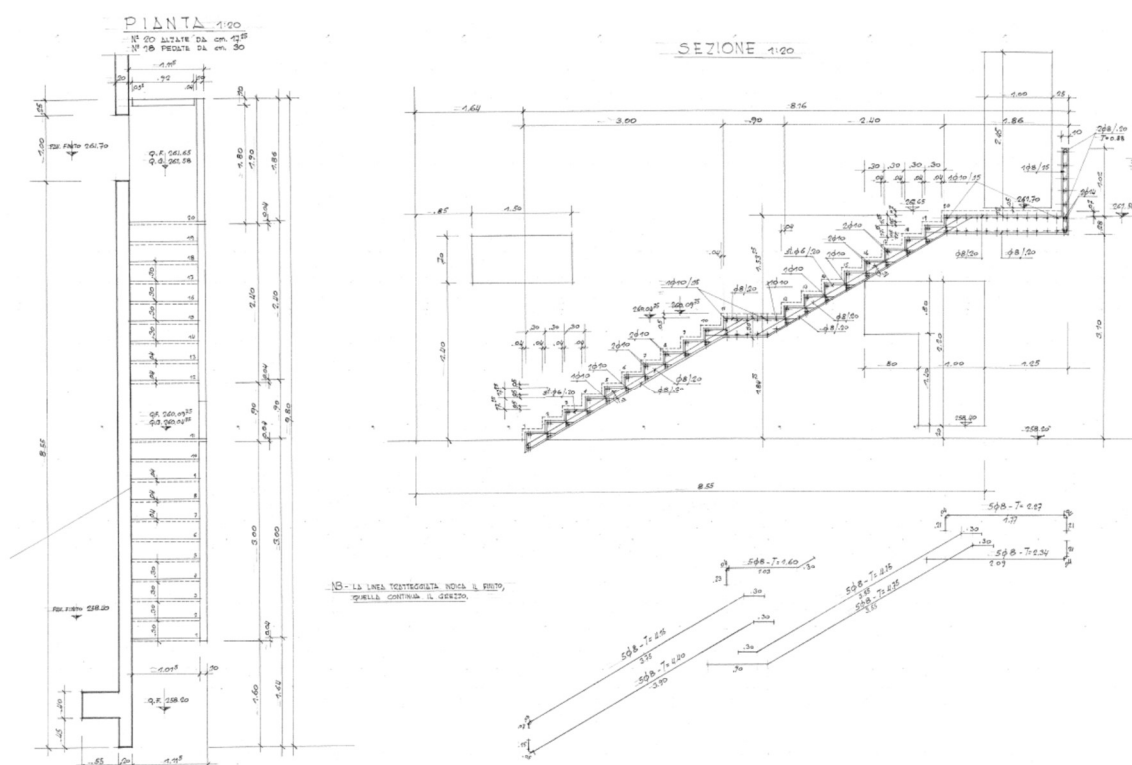




Figura 4.12: Progetto di esecutivo del 1985 – Pianta e sezione di una scala esterna

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 21 di 94</p>

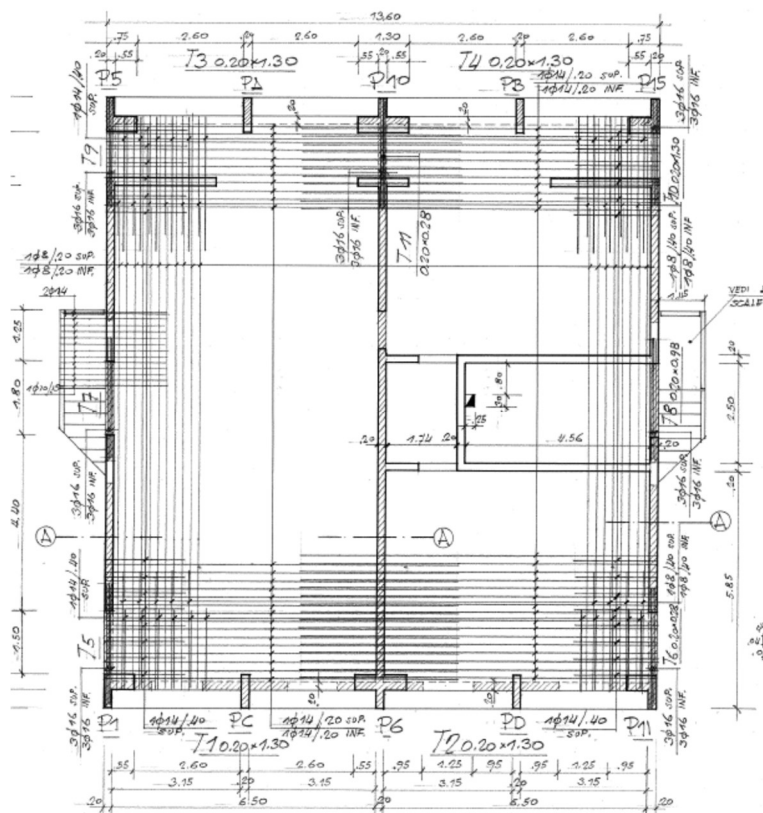


Figura 4.13: Progetto di esecutivo del 1985 – Pianta del solaio del primo piano

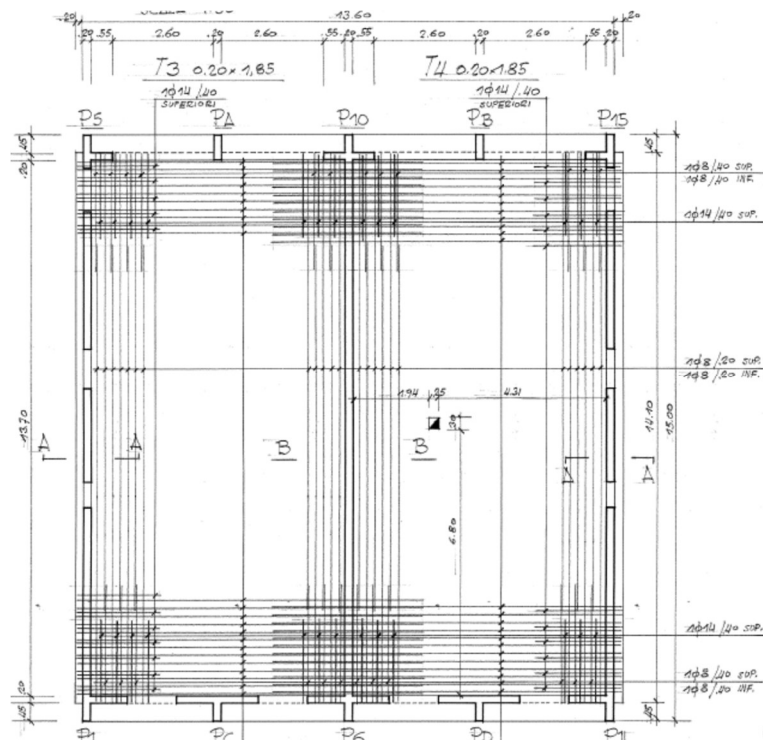




Figura 4.14: Progetto di esecutivo del 1985 – Pianta della copertura

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 22 di 94</p>

Il progetto di fattibilità del 1972 e quello esecutivo del 1985 si differenziano, principalmente, nei seguenti aspetti:

- La copertura: il PF prevedeva una copertura ad una falda, mentre il PE prevedeva una copertura piana.
- Diversa disposizione dei locali al primo piano.
- Lo schema strutturale: il PF prevedeva principalmente colonne ($15 \times 70/85/100$ cm) mentre il PE prevedeva molti setti in c.a. di spessore 20 cm e lunghezze molto variabili.
- La scala esterna su un lato: nel PF è prevista staccata dal corpo dell'edificio mentre nel PE è a sbalzo su un lato.
- Le fondazioni: nel PF erano previste fondazioni dirette con plinti mentre nel PE si è passati ai pali trivellati.

4.3. La casa di guardia oggi


Oltre al PF del 1972 e al PE del 1985 non ci è pervenuta altra documentazione riguardante la struttura della casa di guardia. Per poter produrre questo elaborato, quindi, si è proceduto ad una ispezione dell'edificio in cui si sono accertati i seguenti aspetti:

- La reale geometria della struttura eseguita: si è voluto verificare che quanto riportato nelle tavole del PE (1985) rispecchiasse quanto realmente è stato successivamente costruito.
- Lo stato di conservazione dell'opera, ponendo attenzione ai difetti rilevabili visivamente.

Quanto rilevato in situ è stato riportato nel documento II122F-E-TOP-RT-031-00 “*E – Accertamento dell'effettiva consistenza dei manufatti (topografia) – Rilievi – Relazione sui rilievi effettuati*” che, a sua volta, richiama la tavola relativa alla casa di guardia II122F-E-TOP-DS-044-00 “*E – Accertamento dell'effettiva consistenza dei manufatti (topografia) – Rilievi – Casa di guardia*”. Un riassunto di quanto riportano i suddetti documenti è riportato nel seguito

4.3.1. Stato di fatto

La casa di guardia è ubicata a monte del corpo diga lungo la collina in sinistra ed ha struttura in c.a.. Il piazzale intorno alla costruzione, realizzato con materiali di riporto di varia natura, presenta lesioni e avvallamenti sul lato Est e sul lato Sud dovuti, presumibilmente, ad un non idoneo costipamento del sottofondo ed alla presenza sul lato Est di

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 23 di 94</p>

un sottostante pendio argilloso piuttosto acclive e privi di opere di regimazione idraulica.



Figura 4.15: Immagini della casa di guardia e del piazzale antistante

Fino a poco tempo fa i calcestruzzi della casa di guardia presentavano forti segni di degrado. Infatti, non essendo presente uno strato esterno di intonaco a protezione del c.a. (faccia a vista), il tempo e le acque meteoriche hanno portato ad un progressivo danneggiamento della struttura. Ciò si è manifestato con lo scalzamento dello strato di copriferro su ampie porzioni della struttura, soprattutto su scale, balconi e cordolo della copertura, e conseguente messa a nudo dei ferri d'armatura che si sono ossidati. Si vedano, a titolo di esempio, le Figure 4.15 e 4.16.



	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 24 di 94</p>



Figura 4.16: Casa di guardia – Distaccamento del copriferro sul parapetto della scala esterna



Figura 4.17: Casa di guardia – Distaccamento del copriferro sul cordolo della copertura

L'immobile recentemente è stato oggetto di lavori di manutenzione che hanno riguardato principalmente il ripristino dei copriferri dei balconi, delle scale, del muretto di copertura, parti isolate dei muri e l'impermeabilizzazione del solaio di copertura. Si vedano le Figure 4.17 e 4.18 per osservare la struttura dopo i lavori di manutenzione. Tuttavia, lo stato di conservazione del calcestruzzo rimane mediocre e permangono ancora piccole lesioni e varie tracce di umidità sia al piano terra che al primo piano.





	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 25 di 94</p>



Figura 4.18: Casa di guardia – Particolare di una lesione passante su muro portante

I rilievi effettuati hanno portato a stabilire delle lievi differenze tra il costruito e i disegni del progetto esecutivo in nostro possesso contenute nell'ordine di 5÷10 cm rispetto alla documentazione fornita.

Un'importante differenza, tuttavia, tra quanto riportato nel PE e lo stato di fatto dell'opera è la presenza di due balconi a sbalzo sui lati Sud e Nord di larghezza 1.20 m e che corrono lungo tutta la facciata.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 26 di 94</p>

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

5.1. Caratterizzazione geotecnica del progetto esecutivo originale

Nella relazione di calcolo del progetto esecutivo del 1985 viene riportata la verifica dei pali di fondazione della casa di guardia. Per eseguire tale verifica vengono riportate le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione:

I parametri geotecnici adottati si riferiscono a valori medi ottenuti da prove di laboratorio ed in situ su terreni analoghi relativi allo Sbarramento Gibbesi.

Per la coesione, sia lungo il fusto che alla base del palo si è adottato un valore pari a 20 t/mq. Il peso di volume è stato assunto pari a 2.1 t/mc.

5.2. Caratterizzazione geotecnica attuale



5.2.1. Risultati delle indagini

Nel corso della presente fase di studi sono stati eseguiti un sondaggio a rotazione e carotaggio continuo (N25DH) e uno stendimento sismico a rifrazione (SIS-2) entrambi ubicati nel piazzale della casa di guardia.



Figura 5.1: Ubicazione delle indagini e risultato del carotaggio

Dall'esame del materiale conservato nelle cassette catalogatrici è risultato che i terreni di fondazione della casa di guardia sono costituiti di argille di base del Tortoniano indicate con la sigla AT.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 27 di 94</p>

L'argilla si rinviene al di sotto dei materiali di riporto del piazzale (R+DT) di spessore pari a circa 1 m. Questi ultimi sono costituiti di ghiaia sabbiosa di natura prevalentemente calcarea con elementi lapidei che raggiungono una pezzatura massima di circa 10 cm. Alla base del riporto è presente un sottile livello di limo argilloso sabbioso di colore avana inglobante qualche elemento lapideo.

I terreni di base AT sono costituiti di argilla e argilla marnosa di colore grigiastro, scagliettata, molto consistente, con un contenuto d'acqua W_N minore del limite di plasticità W_P . Sono presenti di patine di ossidazione fino a una profondità di circa 10 m, patine violacee, noduli di sabbia fina di colore grigio chiaro del $d_{max} \cong 1$ cm e noduli marnosi.

La struttura è a scaglie minute a spigoli vivi, da mediamente a ben serrate, oppure a scaglie di forma appiattita o concoide e di dimensioni fino a 2-3 cm; in questo secondo caso le scaglie sono mediamente serrate con superfici talora lucide.

Dal punto di vista granulometrico i terreni AT sono classificabili come argilla con limo (v. figura sotto). L'argilla è di alta plasticità e di attività normale. Il peso γ vale circa 19 kN/m³.

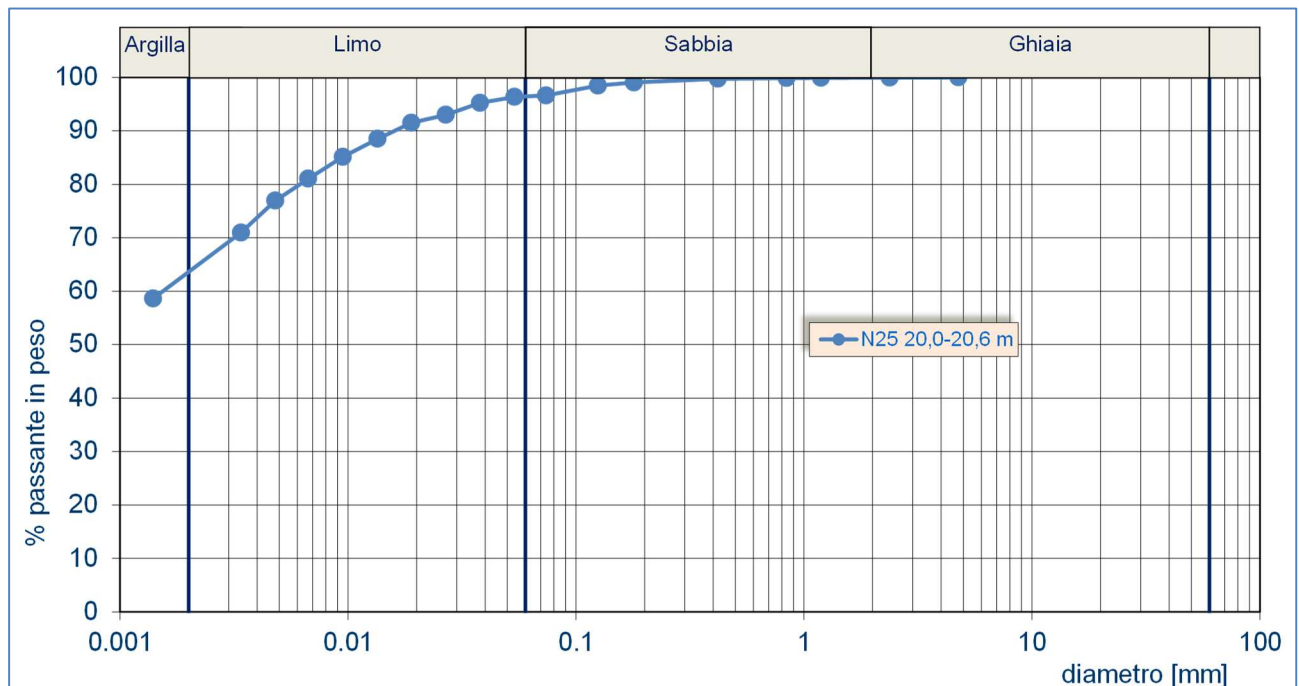


Figura 5.2: Argilla AT – Risultati dell'analisi granulometrica eseguita sul campione N25/1

I risultati di una prova di taglio diretto consolidata drenata eseguita su un campione indisturbato prelevato alla profondità di 20 m (v. sotto) forniscono valori di coesione effettiva c' ed angolo d'attrito effettivo φ' rispettivamente pari a:

$$c' = 42 \text{ kPa} \quad \varphi' = 20^\circ.$$

Più in generale, dai risultati delle prove di taglio diretto eseguite su campioni delle argille del Tortoniano AT prelevati nei terreni di fondazione del corpo diga e della vasca di dissipazione (indagini anni 2018 e 2021) si sono ottenuti i campi di variazione dei parametri di resistenza a taglio indicati nella tabella successiva:

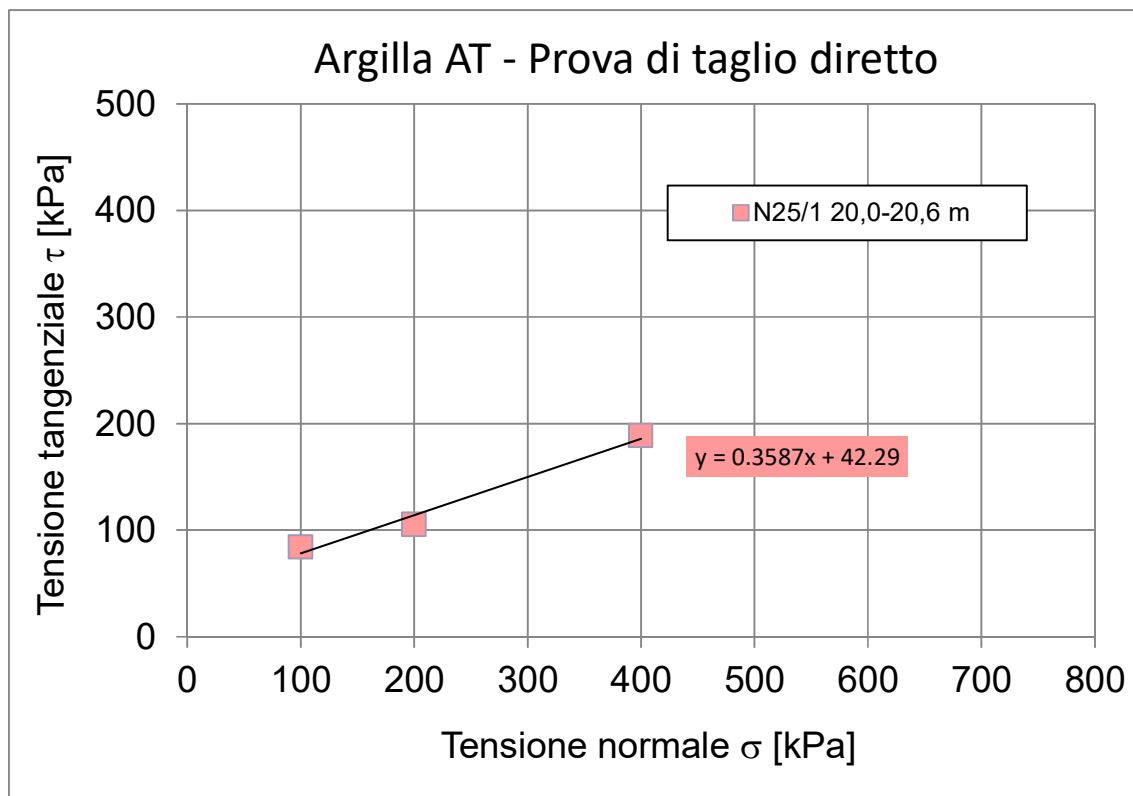


Figura 5.3: Argilla AT – Risultati della prova di taglio diretto eseguita sul campione N25/1

Tabella 5-1: Argilla AT – Intervalli di variazione dei parametri di resistenza a taglio

AT	c' [kPa]	φ' [°]
min	15	20
media	30	24
max	46	29

Per quanto riguarda la deformabilità e la permeabilità dei terreni AT, si fa riferimento ai risultati di tre prove di compressione edometrica eseguite su campioni indisturbati prelevati nel corso delle perforazioni del 2021 eseguite nei terreni di fondazione del corpo diga.

Gli intervalli di variazione dell'indice dei vuoti e , del modulo di compressione edometrica E_{ed} , del coefficiente di consolidazione c_v e del coefficiente di permeabilità k sono riportati nel seguito.

Tabella 5-2: Argilla AT – Intervalli di variazione dei parametri di deformabilità e permeabilità

AT	e	E_{ed} [MPa]	c_v [cm ² /sec]	K [cm/sec]
min	0.32	4	6.6E-05	1.6E-10
media	0.52	31	3.1E-04	1.1E-09
max	0.77	79	3.1E-04	1.1E-09

Dall'elaborazione di una prova Down-Hole eseguita lungo il foro N25DH si è ricavata una velocità delle onde di taglio V_s di 150 m/s fino ad una profondità di circa 5 m, corrispondente, probabilmente, al livello di argilla più superficiale ossidato ed alterato.

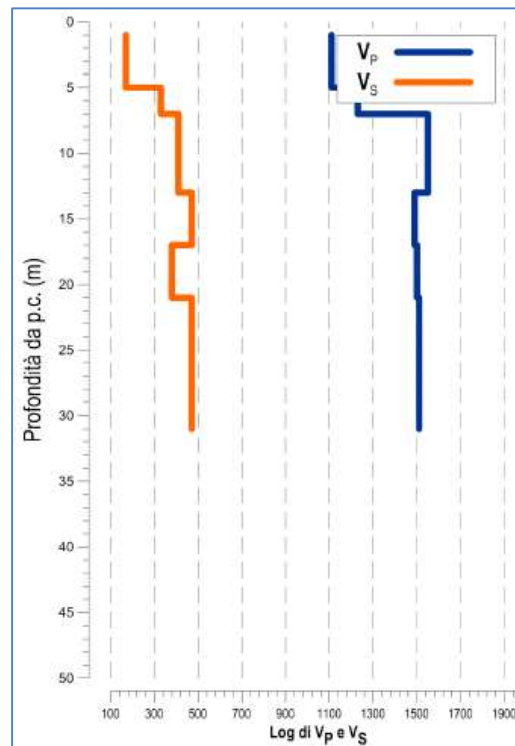




Figura 5.4: Prova Down-Hole N25DH

 III22F A-SIS-RT-215-00	<p style="text-align: center;">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p style="text-align: center;">DIGA GIBBESI</p> <p style="text-align: center;">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p style="text-align: center;">CASA DI GUARDIA</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	 Pag. 30 di 94
---	--	--

Più in basso la velocità V_s varia tra 300 m/s e 470 m/s, attestandosi su quest'ultimo valore a partire da una profondità di 21 m.

Lo stendimento sismico a rifrazione SIS-2 eseguito parallelamente al prospetto Ovest dell'edificio conferma la presenza di uno strato superficiale di alterazione (v. figura che segue). Dall'elaborazione dei dati si ottengono valori della velocità delle onde di taglio di 470 m/s fino a 5 m e valori di oltre 600 m/s più in profondità.

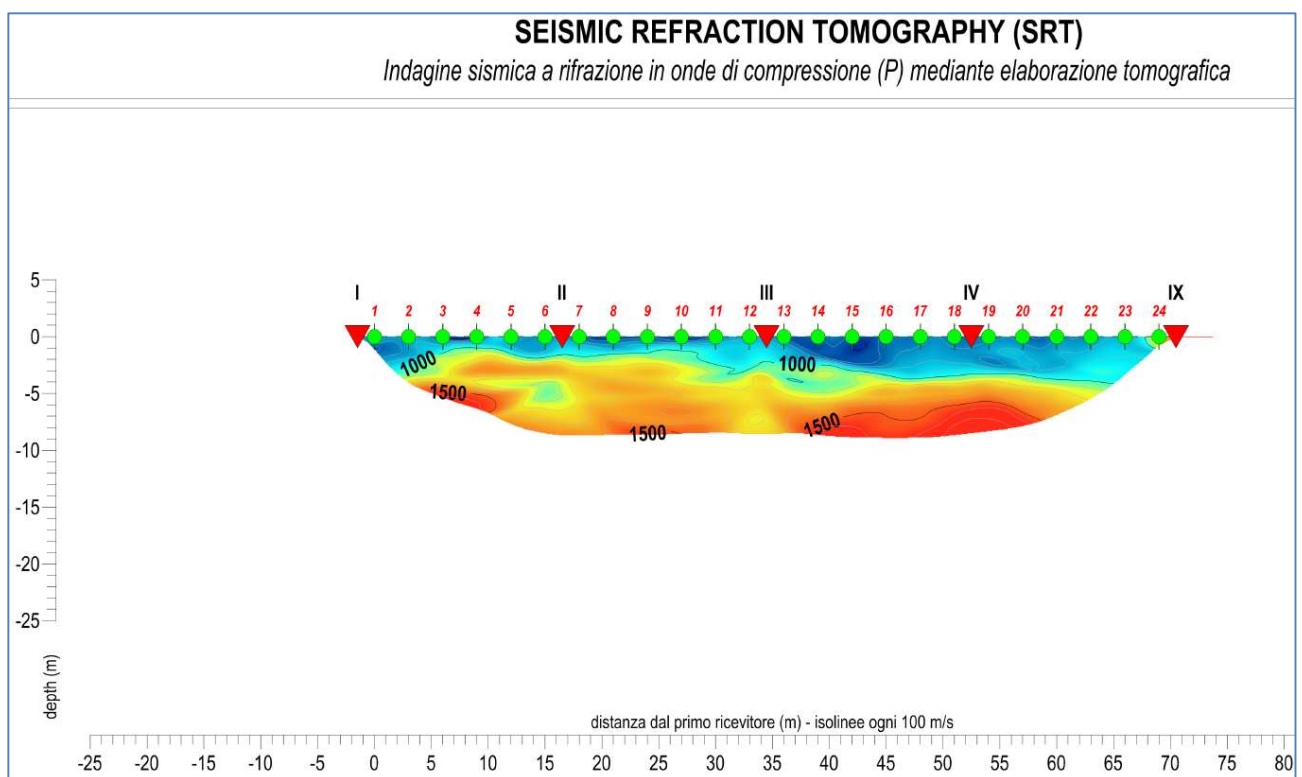




Figura 5.5: Stendimento sismico SIS-2

Sulla base dei risultati della prova Down-Hole e dello stendimento sismico SIS-2 si attribuisce al sottosuolo la “**Categoria B**”.

tribuisce al sottosuolo la “Categoria B”.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 31 di 94</p>

5.2.2. Rapporti opere-terreni

Sulla base della ricostruzione dei rapporti tra la casa di guardia ed i terreni di fondazione, riportata nella figura che segue, basata sulla stratigrafia del sondaggio N25DH, si osserva che l'edificio poggia sulle argille AT del Tortoniano.



Figura 5.6: Casa di guardia – Rapporti opere–terreni

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 32 di 94</p>

5.2.3. Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Sulla base dei risultati delle prove di laboratorio eseguite sui terreni della formazione delle argille tortoniane AT, si possono assumere i seguenti intervalli di variazione dei principali parametri fisico-meccanici:

Terreni AT

- peso dell'unità di volume: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- coesione effettiva: $c' = 15 - 25 \text{ kPa}$;
- angolo d'attrito effettivo: $\varphi' = 22^\circ - 26^\circ$.
- modulo di Young: $E = 10\text{-}30 \text{ MPa}$

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1. Caratteristiche dei materiali dal progetto originale

Come si è detto al § 4.2, negli elaborati grafici di progetto (PE 1981) si possono trovare le prescrizioni sui materiali da costruzione, calcestruzzo e acciaio, per le diverse parti della casa di guardia, di seguito riassunti per comodità.

Pali di fondazione			
Calcestruzzo	R_{bk}	25	N/mm ²
Acciaio FeB 44 k	f_{yk}	430	N/mm ²
Resto della struttura			
Calcestruzzo	R_{bk}	30	N/mm ²
Acciaio FeB 44 k	f_{yk}	430	N/mm ²

6.2. Indagini sui materiali e prove di laboratorio

La casa di guardia è stata, negli anni, oggetto di prove diagnostiche per stabilire le caratteristiche della struttura e dei materiali che la compongono.

Le campagne d'indagine sulla casa sono state, ad oggi, due:

- 4 luglio 2016 – Esecuzione di prelievi di campioni ed indagini per la caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi e dei ferri di armatura delle opere strutturali in c.a. ad eccezione della vasca di dissipazione (CIG: Z8A19432B0) – A cura di CON.GEO s.r.l. di Palermo.
- Giugno 2021 – Prove sui materiali – METROTEST s.r.l., per conto della scrivente. Documento II122F-F-STR-RT-021-01 “*F – Prove sui materiali – Relazione sulle attività di laboratorio materiali*”.

Di seguito vengono esposti i risultati di tali campagne d'indagine.

6.2.1. Indagini CON.GEO (luglio 2016)

Tra il 5 maggio e il 22 giugno 2016, su incarico dell'Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità - Dipartimento Regionale dell'Acqua e dei Rifiuti, la CON.GEO s.r.l ha effettuato il prelievo di campioni di cls e armature ed eseguito prove di caratterizzazione meccanica dei materiali. Per tutti i dettagli sulle singole prove effettuate si rimanda al relativo documento CON.GEO.

6.2.1.1 Prove di resistenza a compressione dei campioni di cls

Per brevità, viene riportata solamente la resistenza cilindrica del calcestruzzo per ognuno dei provini.

Tabella 6-1: Risultati della resistenza del calcestruzzo della casa di guardia

Provino		Elemento strutturale	Resistenza a rottura
N°	Sigla		[N/mm ²]
1	C1A	Casa di guardia - Pil. centr. prospetto principale	49.67
2	C1B	Casa di guardia - Pil. centr. prospetto principale	38.11
3	C2A	Casa di guardia - Muro retro. prospetto 1° piano	31.07
4	C2B	Casa di guardia - Muro retro. prospetto 1° piano	19.42

6.2.1.2 Prove di trazione sulle barre d'armatura prelevate

Tabella 6-2: Risultati della tensione di snervamento e rottura delle barre della casa di guardia

Provino		Elemento strutturale	Diametro commerciale	Tensione di snervamento	Tensione di rottura
N°	Sigla		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	F1	Casa di guardia - muro locale caldaia	12	556.5	621.3

6.2.1.3 Indagini sclerometriche

Nella tabella che segue viene riportato il valore medio delle letture dello sclerometro e la conseguente resistenza a compressione rilevata dal diagramma con il relativo errore medio.

Tabella 6-3: Risultati delle indagini sclerometriche

N°	Elemento strutturale	Valore di rimbalzo medio (V_m)	Resistenza media (R_c)	Errore quadratico medio (E_{qm})	$V_m - E_{qm}$	$V_m + E_{qm}$
			[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
1	Casa di guardia - Muro prospetto nord-ovest	41	420	15	405	435
2	Casa di guardia - Muro prospetto sud-est	44	477	9	468	486

6.2.2. Indagini METROTEST (maggio 2021)

METROTEST ha eseguito le seguenti prove sulla casa di guardia:

- N° 1 prove di profondità di carbonatazione sui campioni prelevati di calcestruzzo;
- N° 1 prove di resistenza a compressione sui campioni prelevati di calcestruzzo;
- N° 6 misure della resistenza del calcestruzzo con metodo SonReb;
- N° 15 indagini magnetometriche con pacometro;
- N° 2 prove di trazione di barre d'armatura prelevate dalla struttura.

Si riportano, nei seguenti paragrafi, l'ubicazione e una sintesi dei risultati ottenuti da tali indagini.

6.2.2.1 Controllo della profondità di carbonatazione dei provini di calcestruzzo

Nella Tabella 6-4 si riportano i risultati delle prove per determinare la profondità di carbonatazione. Per ogni prelievo vengono forniti i seguenti dati:

- sigla prelievo;
- Ø = diametro provino;
- L = lunghezza provino;
- H_{terra} = altezza da terra;
- Direzione prelievo, che può essere:
 - H = orizzontale;
 - V = verticale.

Tabella 6-4: Risultati delle prove di profondità di carbonatazione per la casa di guardia

Sigla prelievo	Data di prelievo	\varnothing	L	H _{terra}	Direzione prelievo	Profondità di carbonatazione
		[mm]	[mm]	[m]		[mm]
C1	10/04/2021	94	165	1.60	H	50
	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d _{max} circa 4 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d _{max} circa 36 mm.					

6.2.2.2 Prove di resistenza a compressione dei calcestruzzi

Nella seguente tabella si trovano i risultati delle prove di resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo. Per ciascun provino si riportano:

- m = massa del provino;
- \varnothing = diametro del provino;
- h = altezza del provino;
- in_{max} = dimensione massima degli inerti del provino;
- A_c = sezione compressa;
- m_v = massa volumica;
- F = carico massimo;
- f_c = resistenza a rottura, espressa con l'approssimazione di 0.1 N/mm²;

Tabella 6-5: Diga di Gibbesi – Casa di guardia – Risultati delle prove di resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo

Sigla	Data		m	\varnothing	h	in _{max}	A _c	m _v	F	f _c
	Prelievo	Prova	[g]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kg/m ³]	[kN]	[N/mm ²]
C1	10/04/21	12/04/21	1515.18	94	96	36	6940	2270	164.992	23.8

6.2.2.3 Prove di resistenza del calcestruzzo con metodo SonReb

Le prove SONREB sono state eseguite in corrispondenza degli elementi strutturali, individuando preliminarmente settori caratterizzati da una superficie esente da lesioni, microfessurazioni, vespai, distacchi, polveri, ecc. Le misure ultrasoniche sono state eseguite per trasmissione:

- diretta (i due trasduttori sono applicati su due facce opposte dell'elemento da saggiare);
- semidiretta (i due trasduttori sono applicati su due facce adiacenti);
- indiretta (i due trasduttori sono applicati sulla stessa faccia dell'elemento da saggiare).

In particolare, dopo avere effettuato la pulizia e la spianatura della superficie di prova, sono state eseguite 9 misure ultrasoniche, posizionando i punti di misura lungo 2 allineamenti adeguatamente sfalsati sia in orizzontale che in verticale ed interponendo tra i trasduttori e la superficie del calcestruzzo uno strato di gel siliconico. Infine, si sono misurate le distanze dei percorsi ultrasonici. In una seconda fase si è proceduto ad eseguire 9 battute sclerometriche in direzione orizzontale all'interno della zona di misura. Prima dell'esecuzione delle indagini è stata eseguita la taratura sia dello strumento ad ultrasuoni misurando il tempo di riferimento T_{RIF} , che dello sclerometro.

Le correlazioni, per la determinazione della resistenza del calcestruzzo sono state desunte dalla letteratura:

- $R_{c,1} = 9.27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6}$
- $R_{c,2} = 8.06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85}$
- $R_{c,3} = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446}$

Dove R_c è la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo in $[N/mm^2]$.

Tabella 6-6: Diga di Gibbesi – Casa di guardia – Risultati delle prove SonReb

Misura	Elemento	$R_{c,1}$	$R_{c,2}$	$R_{c,3}$
		$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$
1	Pilastro piano terra	16.85	18.99	19.68
2	Pilastro piano terra	10.55	22.20	13.28
3	Pilastro piano terra	16.22	19.07	18.46
4	Pilastro piano terra	18.84	21.09	21.15
5	Pilastro primo piano	15.29	28.47	19.20
6	Pilastro primo piano	6.33	14.46	8.74
MEDIA		14.01	20.71	16.75

6.2.2.4 Indagini magnetometriche con pacometro

Le prove pacometriche hanno mostrato una buona corrispondenza della posizione delle barre d'armatura tra quanto prescritto nel progetto esecutivo e quanto effettivamente realizzato. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione II122F-E-STR-RT-050-00 "E – Accertamento dell'effettiva consistenza dei manufatti – Ispezione tecnica delle opere – Prove Pacometriche e SonReb".

6.2.2.5 Prove di trazione di barre d'armatura

Per la prova di resistenza a trazione vengono riportati i seguenti dati:

- Sigla del provino;
- Marchio di fabbrica della barra, ove identificabile;
- \varnothing_{nom} = diametro nominale della barra;
- \varnothing_{eff} = diametro effettivo della barra tonda equipesante;
- L = lunghezza del provino;
- m = massa del provino;
- f_y = tensione di snervamento;
- f_t = tensione di rottura;
- f_t/f_y ;
- A_{gt} = l'allungamento percentuale alla forza massima.

Tabella 6-7: Diga Gibbesi – Casa di guardia – Risultati delle prove di trazione delle barre d'armatura

Sigla	Marchio	\varnothing_{nom}	\varnothing_{eff}	L	m	f_y	f_t	f_t/f_y	A_{gt}
		[mm]	[mm]	[cm]	[g]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[%]
B1	Non identificabile	12	11.58	48.6	401.5	387.8	551.6	1.42	5.1
B2	Non identificabile	13	12.65	41.9	413.2	402.7	556.6	1.38	12.4

7. IPOTESI DI CALCOLO

7.1. Materiali

7.1.1. Calcestruzzo

		Fondazioni	Elevazione	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	25.00	21.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	20.75	17.43	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_c	1.50	1.50	-
Fattore di confidenza	FC	1.35	1.00	-
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	8.71	9.88	MPa
Modulo elastico	E_c	30200	29109	MPa
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.27	2.02	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0.95}$	2.94	2.62	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0.05}$	1.59	1.41	MPa
Resistenza di progetto a trazione	f_{ctd}	0.78	0.94	MPa
Deformazione di progetto	ϵ_{c2}	2.00	2.00	‰
Deformazione di progetto	ϵ_{c3}	1.75	1.75	‰
Deformazione di progetto	ϵ_{c4}	0.70	0.70	‰
Deformazione ultima di progetto	ϵ_{cu}	3.50	3.50	‰

In Figura 7.1 si riporta il legame costitutivo del calcestruzzo nei due casi.

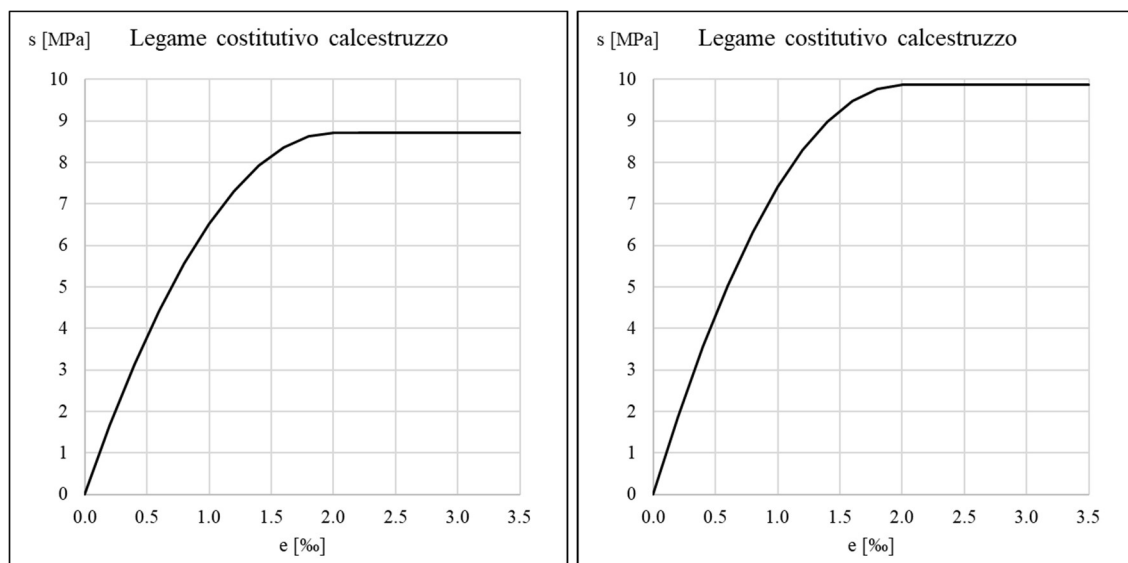


Figura 7.1: Legame costitutivo del calcestruzzo per le fondazioni e elevazione

7.1.2. Acciaio

		Fondazioni	Elevazione	
Tipo di acciaio		Fe B 38 k		
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	375	375	MPa
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	450	450	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15	1.15	-
Fattore di confidenza	FC	1.35	1.00	-
Resistenza di progetto a trazione	f_{yd}	241.55	326.09	MPa
Modulo elastico	E_s	200000	200000	MPa
Deformazione a snervamento	e_{yd}	1.21	1.63	‰
Deformazione ultima	e_{ud}	10.00	10.00	‰

In Figura 7.2 si riporta il legame costitutivo del calcestruzzo.

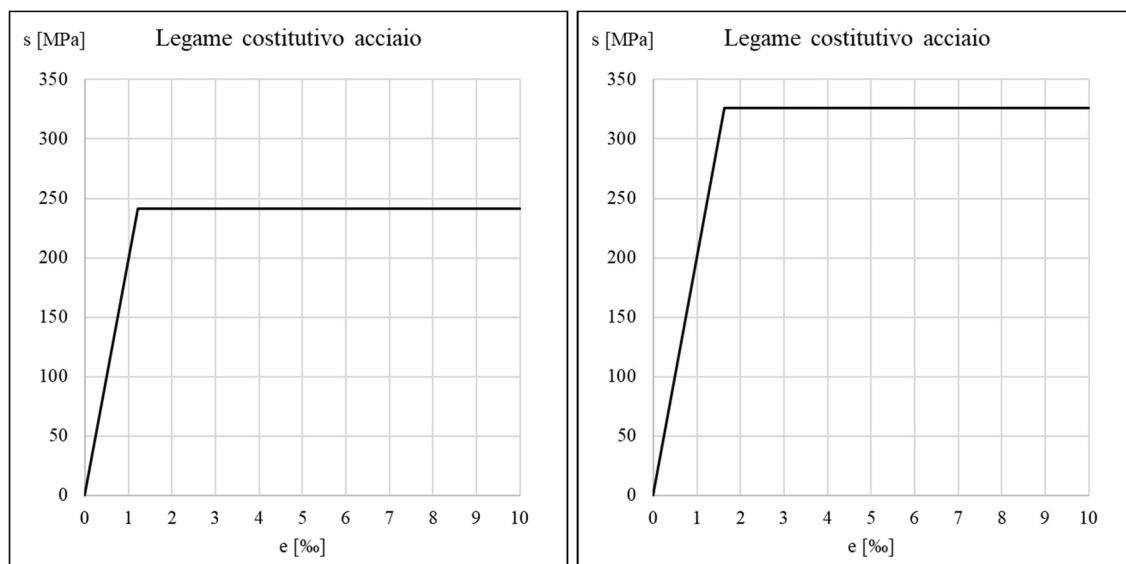


Figura 7.2: Legame costitutivo dell'acciaio usato nelle fondazioni ed in elevazione

7.2. Parametri sismici

I dati per la definizione dell'azione sismica da considerare nei calcoli di verifica sono i seguenti:

- Longitudine 13.984139 °
- Latitudine 37.315170 °
- Vita nominale V_N 50 anni
- Coefficiente C_U 1.5
- Periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75$ anni

Si considera un coefficiente C_U pari a 1.5, ovvero una classe d'uso III, in quanto la diga Gibbesi, con i suoi 45 m d'altezza, 1,700,000 m³ d'invaso e il fatto che invasi acqua a fini irrigui, è classificabile come una "grande diga" di tipo B ("diga rilevante").

In generale l'azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:



- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Si riportano i valori di accelerazione sismica che verranno utilizzati nel seguito, sempre nel caso di Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Spettro di risposta orizzontale		
a_g	0.073	g
S_S	1.500	-
S_T	1.000	-

Spettro di risposta verticale		
a_g	0.027	g
S_S	1.000	-
S_T	1.000	-

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 42 di 94</p>

7.2.1. Fattore di comportamento della struttura

Nel caso di comportamento strutturale *non dissipativo*, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1 delle NTC2018, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente sostanzialmente elastico.

Nel caso di comportamento strutturale *dissipativo*, la struttura deve essere verificata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo SLV, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo SLC, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3 delle NTC 2018, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6 delle NTC2018.

La struttura in esame, considerando la geometria e l'armatura effettivamente presente nei diversi elementi strutturali, non rispetta i requisiti di duttilità e le regole di progettazione necessarie per adempiere alla vigente normativa.

A titolo di esempio, di seguito si riportano i dettagli costruttivi (limitazioni di armatura) richiesti al § 7.4.6.2 delle NTC2018 per i pilastri e le pareti.

7.2.1.1 Pilastri

Statica



Armatura longitudinale

Come indicato al § 4.1.6.1.2 delle NTC 2018, l'interasse tra le barre longitudinali ($\emptyset \geq 12$ mm) deve essere inferiore a 30 cm e l'area di armatura deve rispettare la seguente condizione:

$$0.003 \cdot A_c \leq A_s \leq 0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$$

Dove:

- $A_c = b \cdot h$ = area della sezione di calcestruzzo;
- A_s = area totale di armatura presente nel pilastro;
- N_{Ed} = forza di compressione assiale di progetto;
- f_{yd} = tensione di snervamento di progetto dell'armatura.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 43 di 94</p>

Armatura trasversale

Per quanto riguarda l'armatura trasversale, invece, il passo delle staffe di contenimento deve essere inferiore a:

- 12 volte il diametro minimo delle barre longitudinali impiegate;
- 25 cm.

Inoltre, il diametro delle staffe deve essere maggiore di:

- 6 mm;
- 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Sismica

Armatura longitudinale

Come indicato al § 7.4.6.2.2 delle NTC2018, l'interasse tra le barre longitudinali deve essere inferiore a 25 cm e la percentuale geometrica di armatura ρ deve rispettare la seguente condizione:

$$1 \% \leq \rho \leq 4 \%$$

Dove $\rho = \frac{A_s}{A_c}$.

Armatura trasversale

Per quanto riguarda l'armatura trasversale, invece, il passo delle staffe di contenimento deve essere inferiore a:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 12.5 cm e 17.5 cm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Il diametro delle staffe di contenimento deve essere maggiore di:

- $\max \left\{ 6 \text{ mm}; 0.4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd,l}}{f_{yd,st}}} \right\}$ per CD"A";
- 6 mm per CD"B".

Dove $d_{bl,max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali e $f_{yd,l}$ e $f_{yd,st}$ sono, rispettivamente, la tensione di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.

Si riporta di seguito l'armatura di progetto dei pilastri esistenti assieme ai valori limiti di verifica.

Tabella 7-1: Armature longitudinali nei pilastri

Colonna	A _c	N°	Armatura longitudinale				
			Ø	A _s	A _{s,min} = 0.003 A _c	Ø _{min}	ρ
	[mm ²]	[-]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[%]
1	390 000	8	12	2 915.40	1 170	12	0.75
		10	16				
2	170 000	10	12	1 130.97	510	12	0.67
3	610 000	14	12	3 593.98	1 830	12	0.59
		10	16				

Tabella 7-2: Armature trasversali nei pilastri

Colonna	Armatura trasversale								
	N°	Ø	s	S _{max,statica}	S _{max,sismica} CD"A"	S _{max,sismica} CD"B"	Ø _{st,min,statica}	Ø _{st,min,sismica} CD"A"	Ø _{st,min,sismica} CD"B"
	[-]	[mm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	2	8	15	25	6.67	10	6	6.4	6
2	2	8	15	25	6.67	10	6	6	6
3	2	8	15	25	6.67	10	6	6.4	6

Da quanto riportato si evince che l'armatura (longitudinale e trasversale) dei pilastri esistenti non rispetta le prescrizioni della normativa vigente.

7.2.1.2 Pareti

Sismica

Come indicato al § 7.4.6.2.4 delle NTC 2018, negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale e l'armatura trasversale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2 delle NTC 2018.

Si riporta di seguito l'armatura di progetto delle pareti esistenti considerando una lunghezza unitaria delle stesse.

Tabella 7-3: Armature longitudinali nelle pareti

Muro	Armatura longitudinale						
	b _w	l _w	A _c	N°	Ø	A _s	ρ
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[-]	[mm]	[mm ²]	[%]
1	200	1 000	200 000	4	12	452	0.23

Tabella 7-4: Armature trasversali nelle pareti

Muro	Armatura trasversale						
	N°	Ø	s	S _{max,sismica} CD"A"	S _{max,sismica} CD"B"	Ø _{st,min,sismica} CD"A"	Ø _{st,min,sismica} CD"B"
	[-]	[mm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]
1	2	12	15	6.67	10	6	6

Da quanto riportato si evince che l'armatura (longitudinale e trasversale) delle pareti esistenti non rispetta le prescrizioni della normativa vigente.

Sulla base di quanto sopra riportato, per la struttura in esame si assume un comportamento non dissipativo; ciò implica che il fattore di struttura assuma il valore di $q = 1.5$, come da Tabella 7.3.I NTC 2018.

7.2.2. Spettri di risposta di progetto

Tabella 7-5: Parametri in input per il calcolo dello spettro sismico

Parametro	Input
Longitudine	13.984139 °
Latitudine	37.315170 °
Stato Limite	SLV
Classe d'uso	III ($C_U = 1.5$)
Vita nominale	$V_N = 50$ anni
Tipo di spettro	Componente Orizzontale e Verticale di progetto
Categoria di sottosuolo	B
Categoria topografica	T1
Rapporto h/H	0 (costruzione non in cima al pendio)
Fattore di comportamento (q)	1.50

Quindi, per quanto riguarda lo spettro sismico in direzione orizzontale, si trovano le quantità riportate in Tabella 7-6 e quanto di seguito riportato.

Tabella 7-6: Parametri dello spettro di risposta orizzontale per SLV

Parametri indipendenti	
a_g	0.073
F_0	2.659
T_C^*	0.485
S_S	1.200
C_C	1.271
S_T	1.000
q	1.500
Parametri dipendenti	
S	1.200
η	0.667
T_B	0.206
T_C	0.617
T_D	1.894

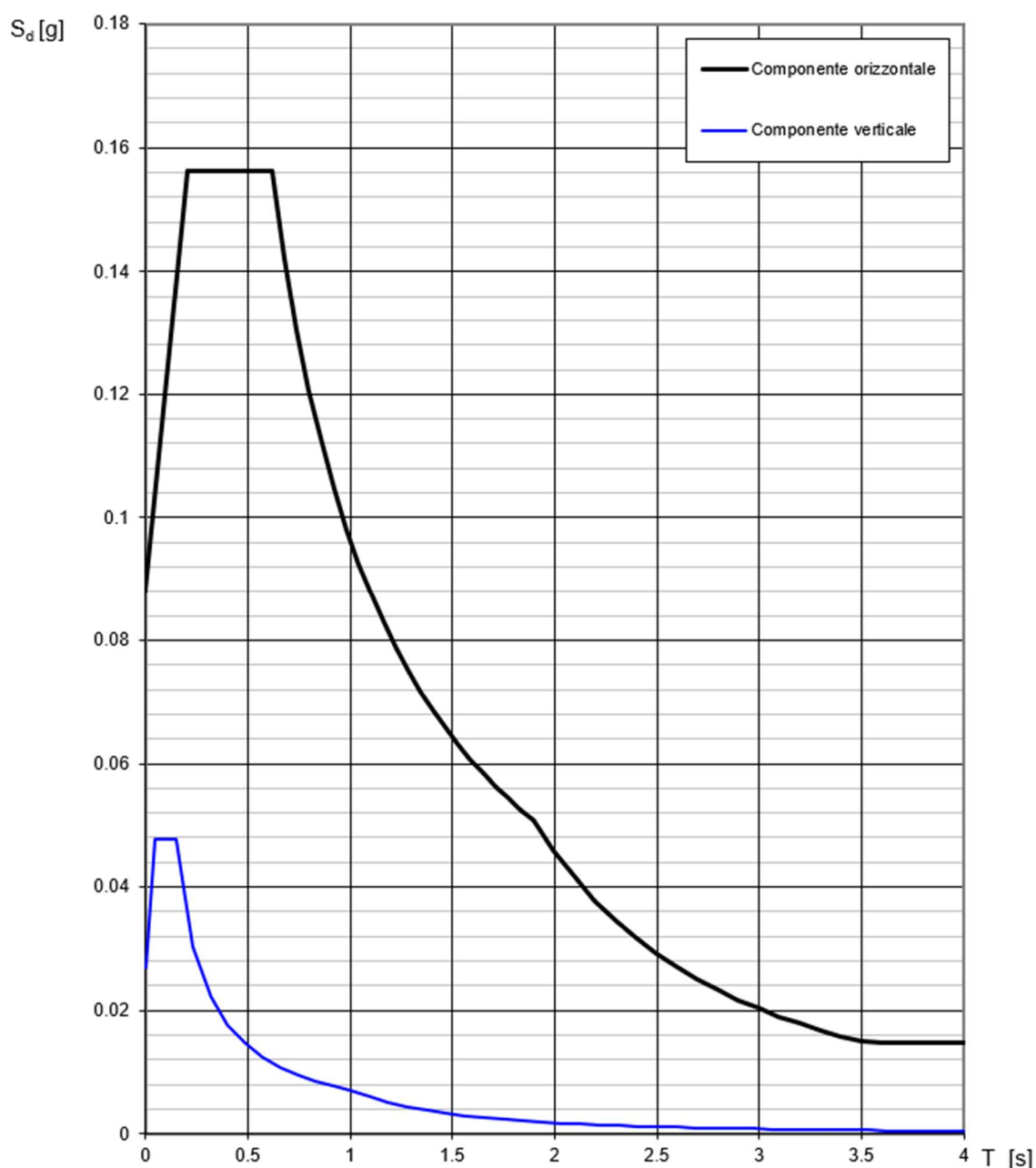
Per lo spettro di risposta verticale si veda Tabella 7-7.

Tabella 7-7: Parametri dello spettro di risposta verticale per SLV

Parametri indipendenti	
a_{gv}	0.027
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050
T_C	0.150
T_D	1.000
Parametri dipendenti	
F_V	0.973
S	1.000
η	0.667

Si ricorda che, come definito nelle NTC 2018 al § 8.3 “la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d’uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest’ultimo caso potranno

essere adottati livelli prestazionali ridotti”. Inoltre, “per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6”. Quindi, nel caso della struttura in esame, è necessario effettuare le verifiche sismiche solamente in condizione SLV.







	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 48 di 94</p>

Figura 7.3: Spettri di risposta SLV in direzione orizzontale (nero) e verticale (blu)

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 49 di 94</p>

8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. G – Carichi permanenti

Per il peso proprio degli elementi strutturali in c.a. si considera il peso specifico pari a:
 $\gamma_{c.a.} = 25.00 \text{ kN/m}^3$.

Si considerano i seguenti carichi:

- **Solaio del 1° piano**

Solaio s = 28 cm	$g_1 = 7.00 \text{ kN/m}^2$
Rivestimento s = 12 cm	$g_2 = 2.76 \text{ kN/m}^2$
Elementi divisorii interni	$g_2 = 1.20 \text{ kN/m}^2$

- **Solaio di copertura**

Vengono considerati gli stessi carichi agenti sul solaio del 1° piano (a favore di sicurezza) così come fatto in fase di progetto esecutivo. Viene escluso, naturalmente, il peso degli elementi divisorii interni.

Solaio s = 28 cm	$g_1 = 7.00 \text{ kN/m}^2$
Rivestimento s = 12 cm	$g_2 = 2.76 \text{ kN/m}^2$

- **Balconi**

Vengono considerati gli stessi carichi agenti sul solaio del 1° piano (a favore di sicurezza) non avendo indicazioni più precise sul suo reale dimensionamento. Viene escluso, naturalmente, il peso degli elementi divisorii interni.

Solaio s = 28 cm	$g_1 = 7.00 \text{ kN/m}^2$
Parapetto s = 10 cm	$g_1 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
Rivestimento s = 12 cm	$g_2 = 2.76 \text{ kN/m}^2$

- **Scale**

Gradini a sbalzo in c.a.	$g_1 = 7.00 \text{ kN/m}^2$
Parapetto s = 10 cm	$g_1 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
Rivestimento s = 5 cm	$g_2 = 1.15 \text{ kN/m}^2$

8.2. Q – Carichi variabili

Le azioni variabili agenti sulla struttura sono le seguenti:

- Sovraccarico accidentale;
- Vento;
- Neve.

8.2.1. Sovraccarico accidentale

Si considerano i seguenti carichi accidentali:

- Per il solaio all'interno dell'abitazione: Cat. A $\rightarrow q = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- Per i balconi e le scale: Cat. A $\rightarrow q = 4.00 \text{ kN/m}^2$
- Per il solaio di copertura: Cat. H $\rightarrow q = 0.50 \text{ kN/m}^2$

8.2.2. Carico da vento

Calcolo della velocità base di riferimento				Zona 4 (Sicilia)
$v_{b,0}$	28.00	m/s	Velocità di base di riferimento al medio mare	
a_0	500.00	m		
k_s	0.36	-		
a_s	260.00	m s.l.m.	Altitudine del sito sul livello del mare	
c_a	1.00	-	Coefficiente di altitudine	
v_b	28.00	m/s	Velocità base di riferimento	

Calcolo della velocità di riferimento			
v_b	28.00	m/s	Velocità base di riferimento
c_r	1.00	-	Coefficiente di ritorno
v_r	28.00	m/s	Velocità di riferimento

Calcolo della pressione del vento			
<i>Pressione cinetica di riferimento</i>			
ρ	1.25	kg/m ³	Densità dell'aria
q_r	490.00	N/m ²	Pressione cinetica di riferimento
<i>Coefficiente di esposizione</i>			
<ul style="list-style-type: none"> - Altezza sul suolo (z) non maggiore di 200 m - Distanza dal mare $\approx 23 \text{ km}$ - Classe di rugosità D - Zona 4 (Sicilia) - Categoria di esposizione II 			

k_r	0.19	-	
z_0	0.05	m	
z_{min}	4.00	m	
z	8.00	m	Altezza sul suolo
c_t	1.00	-	Coefficiente di topografia
c_e	2.21	-	Coefficiente di esposizione
<i>Coefficiente di pressione</i>			
$c_{pe,10}$	1.0	-	Da applicare sopravvento
$c_{pe,10}$	- 0.6	-	Da applicare sottovento
$c_{pe,B}$	- 0.2	-	Da applicare alla copertura
p	$1.08 \cdot c_{pe}$	kN/m^2	Pressione del vento

8.2.3. Carico da neve

a_s	260.00	m s.l.m.	Altitudine del sito s.l.m. (≤ 1500 m s.l.m.)
Zona	III		(Caltanissetta)
q_{sk}	0.66	kN/m^2	Valore di riferimento del carico della neve al suolo
α	0	°	Inclinazione della falda della copertura
μ_i	0.80	-	Coefficiente di forma
C_E	0.90	-	Coefficiente di esposizione
C_t	1.00	-	Coefficiente termico
q_s	0.47	kN/m^2	Carico da neve

8.1. E – Azioni sismiche

Le azioni sismiche da considerare per la struttura in oggetto sono dovute all'inerzia della struttura considerando gli opportuni carichi (permanenti e accidentali) nella combinazione sismica.

La valutazione delle azioni sismiche verrà effettuata tramite un'analisi dinamica lineare (analisi modale con spettro di risposta).

9. COMBINAZIONI DI PROGETTO

Per questa struttura vengono eseguite due verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU): statica e sismica. Esse sono definite dalle NTC18 come:

- Combinazione fondamentale statica SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione sismica SLV:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni in questione la presollecitazione P non è presente.

I valori dei coefficienti γ sono definiti in Tabella 9-1.

Tabella 9-1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab. 2.6.I, NTC18)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2 ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.					

I valori dei coefficienti di combinazione ψ sono riportati in Tabella 9-2.

Tabella 9-2: Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I, NTC18)

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale, biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

9.1. Combinazioni di carico statiche (SLU)

Nelle combinazioni di carico statiche vengono trascurate le seguenti azioni agenti:

- Carico da vento: in quanto non dimensionante per i setti e le colonne (l'azione sismica è quella dimensionante).
- Carico da neve: è trascurabile in quanto il solaio di copertura, essendo armato come quello del primo piano, non risulta essere quello più sollecitato. Si potranno, quindi, eseguire le verifiche solamente del solaio del primo piano.
- Carico accidentale per solaio di copertura accessibile solamente per manutenzione: valgono gli stessi ragionamenti del punto precedente.

Quindi, per analizzare staticamente la struttura della casa di guardia vengono create 3 combinazioni di carico. I coefficienti utilizzati per le varie combinazioni sono riportati nella tabella a seguire.

Tabella 9-3: Combinazioni di carico statiche (SLU)

SLU (Statica)		SLU_1		SLU_2		SLU_3	
Carico		γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
G1	DEAD	1.3	1	1.3	1	1.3	1
	G_1_BALCONE	1.3	1	1.3	1	1.3	1
	G_1_PARAPETTO	1.3	1	1.3	1	1.3	1
	G_1_SCALE	1.3	1	1.3	1	1.3	1
G2	g_2_SOLAIO	1.5	1	1.5	1	1.5	1
	g_2_DIV_INT	1.5	1	1.5	1	1.5	1
	G_2_BALCONE	1.5	1	1.5	1	1.5	1
	G_2_RIV_SCALE	1.5	1	1.5	1	1.5	1
Q	Q_SOLAIO	1.5	1	1.5	0.7	1.5	0.7
	Q_BALCONE	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.7
	Q_SCALE	1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	1



9.2. Combinazioni di carico sismiche (SLV)

Nelle combinazioni di carico sismiche vengono trascurate le azioni sismiche in direzione Z poiché, agendo sostanzialmente sui solai della costruzione, non risultano essere dimensionanti per tali parti di struttura.

Quindi, per analizzare sismicamente la struttura della casa di guardia vengono create 8 combinazioni di carico. I coefficienti utilizzati per le varie combinazioni sono riportati nella tabella a seguire.

Tabella 9-4: Combinazioni di carico sismiche (SLV)

SLV (Sismica)		SLV_1	SLV_2	SLV_3	SLV_4	SLV_5	SLV_6	SLV_7	SLV_8
Carico		γ	γ	γ	γ	γ	γ	γ	γ
G1	DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
	G_1_BALCONE	1	1	1	1	1	1	1	1
	G_1_PARAPETTO	1	1	1	1	1	1	1	1
	G_1_SCALE	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	g_2_SOLAIO	1	1	1	1	1	1	1	1
	g_2_DIV_INT	1	1	1	1	1	1	1	1
	G_2_BALCONE	1	1	1	1	1	1	1	1
	G_2_RIV_SCALE	1	1	1	1	1	1	1	1
Q	Q_SOLAIO	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
	Q_BALCONE	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
	Q_SCALE	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
E	SLV_X	1	1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3
	SLV_Y	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	-1	1	-1

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 56 di 94</p>

10. MODELLO

L'analisi strutturale della casa di guardia è stata condotta con il software SAP2000, creando un modello ad elementi finiti. Il modello è stato creato utilizzando elementi del tipo *beam*, per travi e pilastri, e *shell*, per i solai e le pareti. In Figura 10.1 si riporta lo schema del modello di calcolo.

La distribuzione e l'entità delle azioni sismiche gravante sugli elementi strutturali che costituiscono l'opera dipende dalla loro rigidezza. Nel caso in oggetto la presenza significativa di pareti in c.a., molto più rigide rispetto ai pilastri, fa in modo che l'intera azione sismica venga assorbita dalle pareti stesse, affidando ai pilastri il solo contributo assiale dei carichi gravitazionali valutati in combinazione sismica. Quindi, il modello è stato vincolato alla base, sia dei muri che delle colonne, con cerniere.

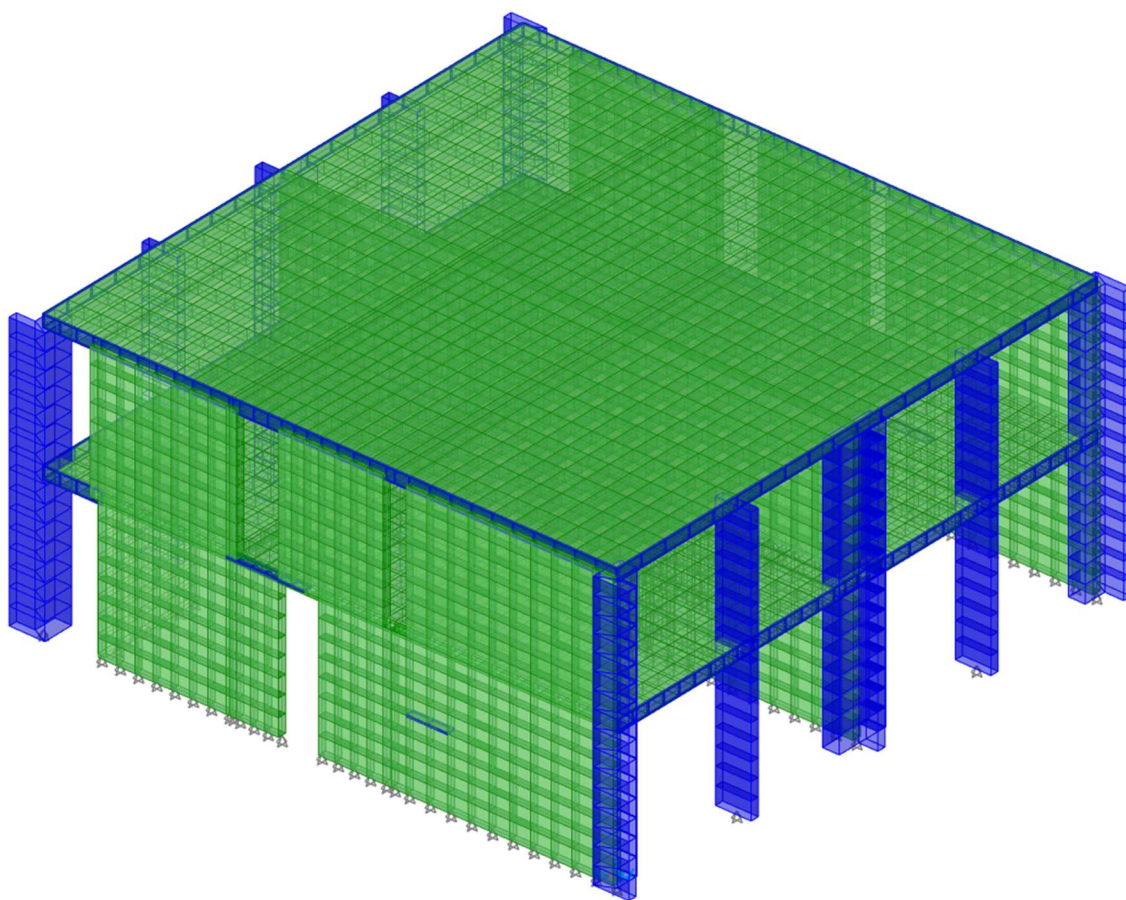


Figura 10.1: Casa di guardia – Modello FEM completo

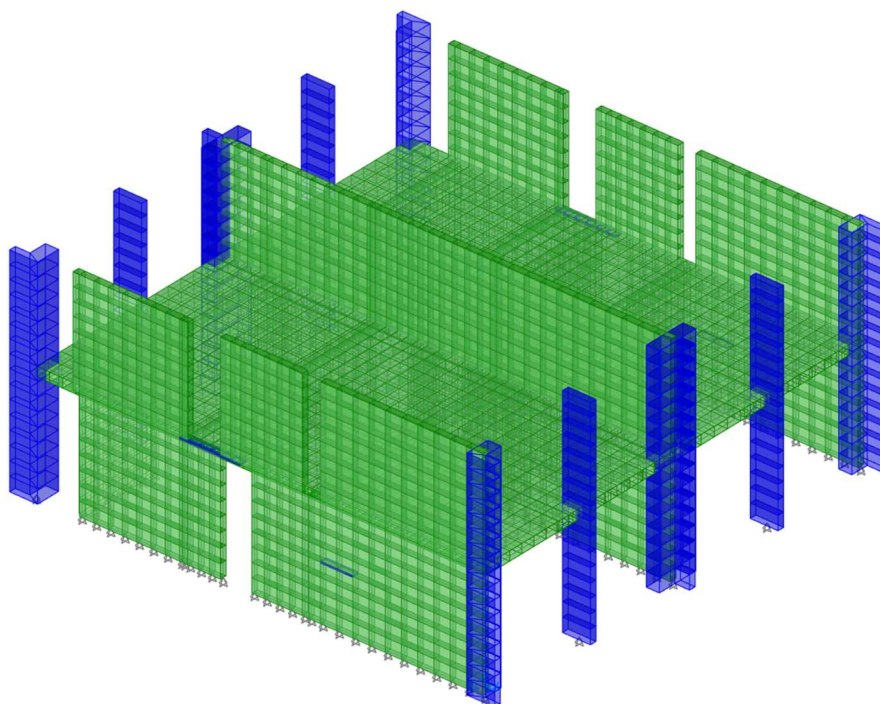


Figura 10.2: Casa di guardia – Modello FEM senza solaio di copertura

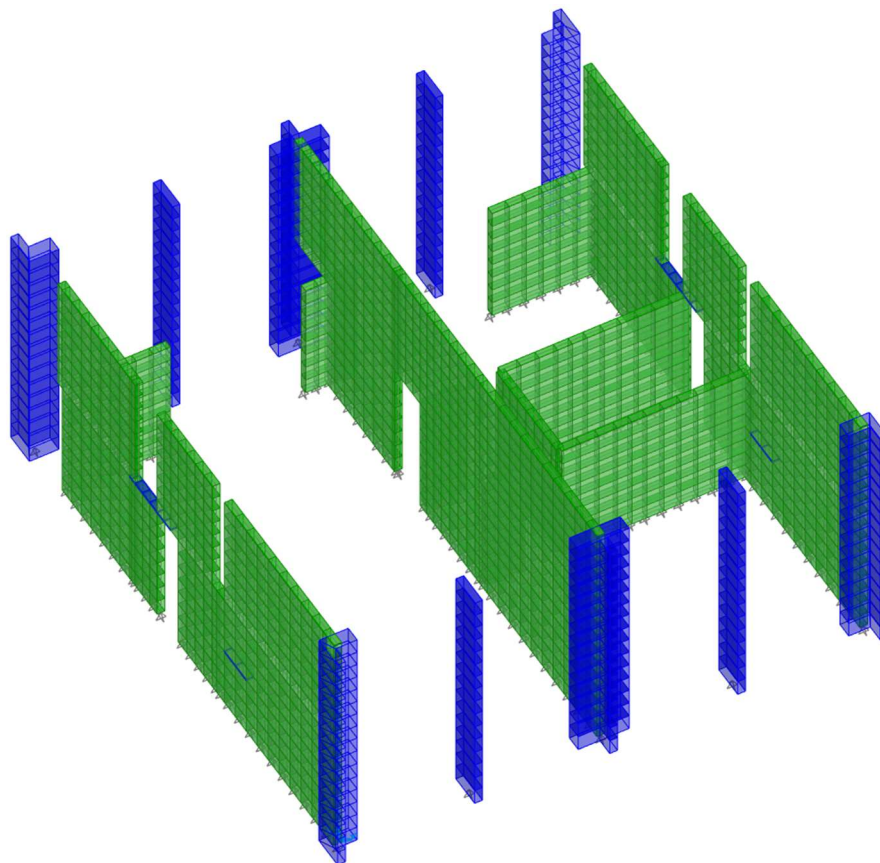




Figura 10.3: Casa di guardia – Modello FEM senza solai

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 58 di 94</p>

10.1. Risultati dell'analisi numerica

10.1.1. Analisi statica (SLU)

Si riportano in forma grafica i risultati più significativi in termini di momento flettente (M) e taglio (V) per le combinazioni risultate peggiori per il solaio del primo piano.

Le convenzioni di segno con cui sono espressi gli output sono indicate nell'immagine sotto proposta. Le unità di misura sono [kN-m/m]. Le verifiche verranno svolte su sezioni di larghezza 1 m di elemento.

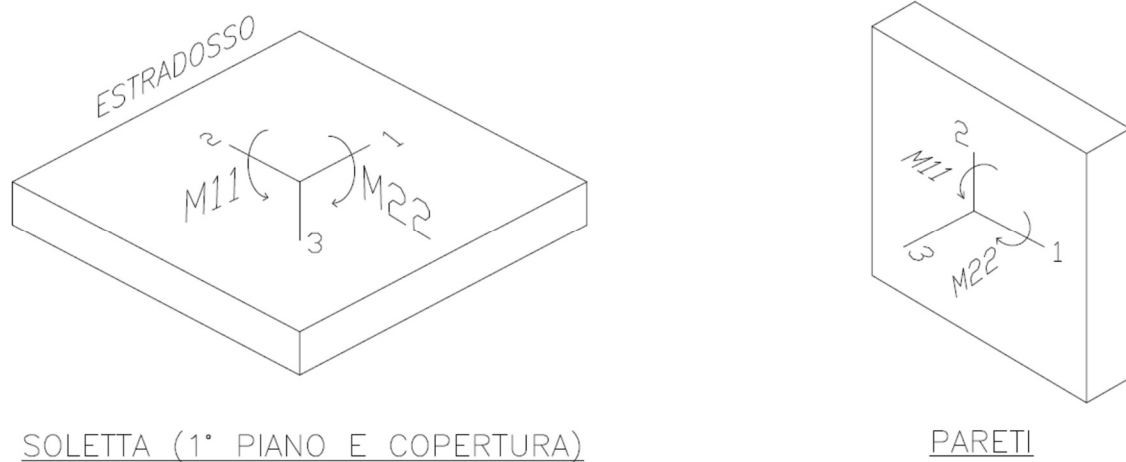


Figura 10.4: Convenzioni di segno per i risultati degli elementi di tipo “shell”

Nel caso del solaio del primo piano (e della copertura) l'asse Z (ovvero il numero 3) risulta rivolto verso il basso.

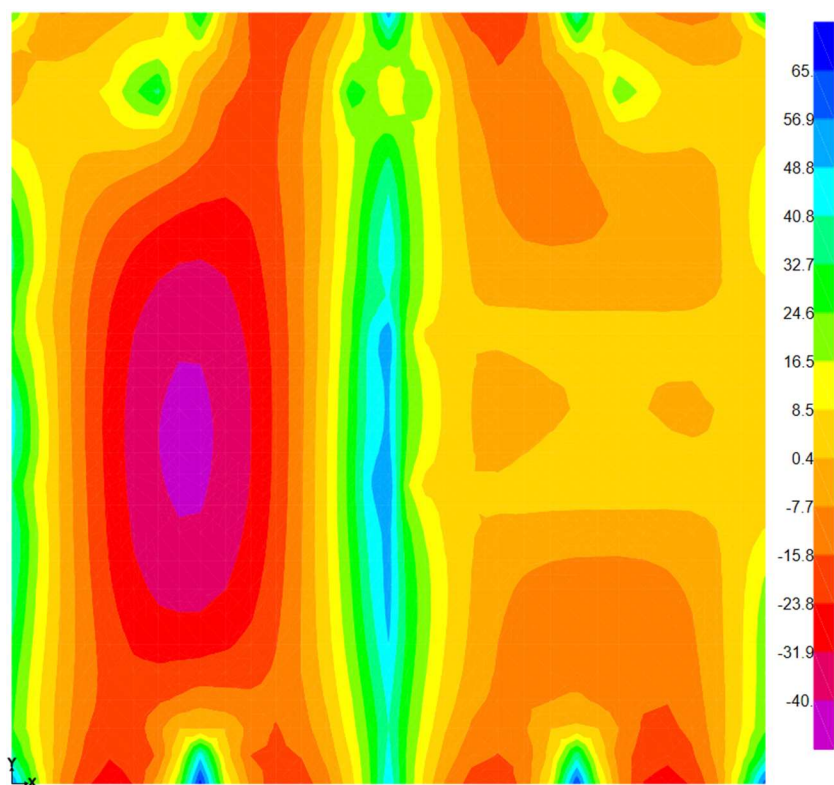


Figura 10.5: Soletta 1° piano – Combinazione SLU_1 – Momento flettente M11

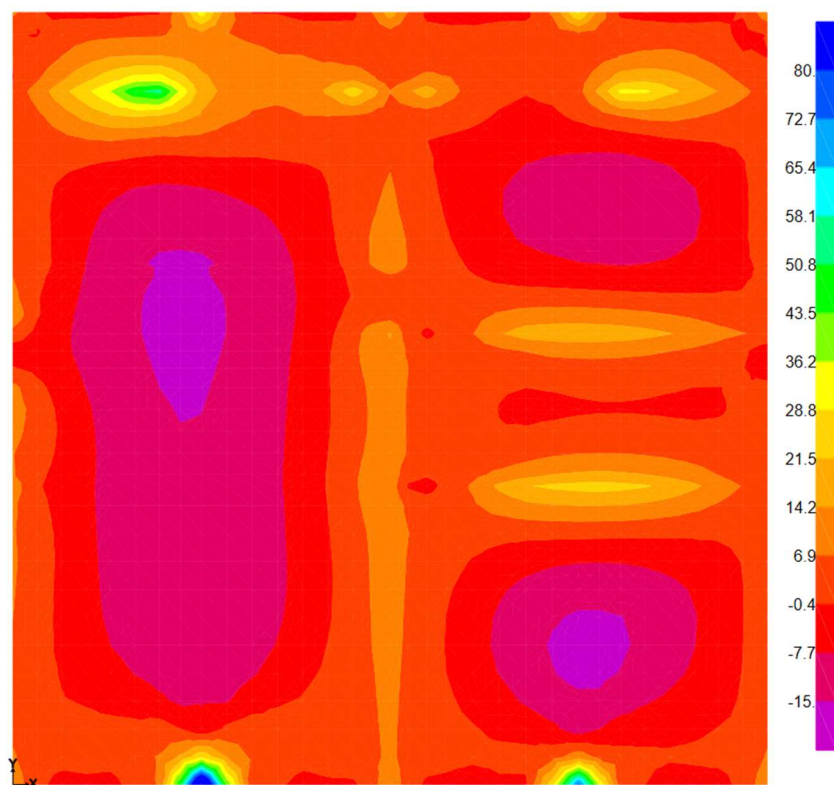


Figura 10.6: Soletta 1° piano – Combinazione SLU_1 – Momento flettente M22

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 60 di 94</p>

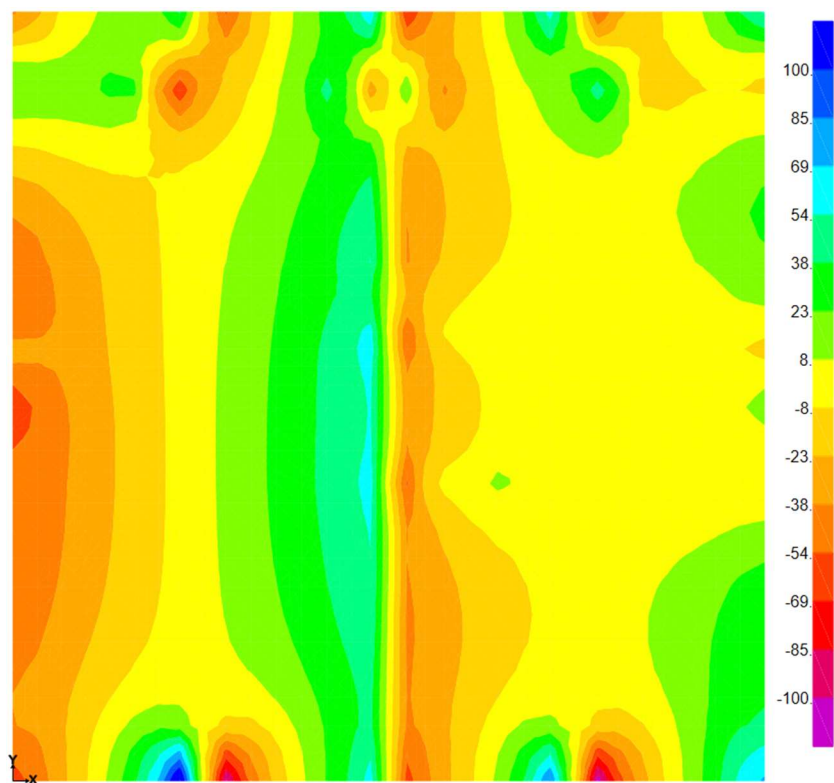


Figura 10.7: Soletta 1° piano – Combinazione SLU_1 – Azione di taglio V13

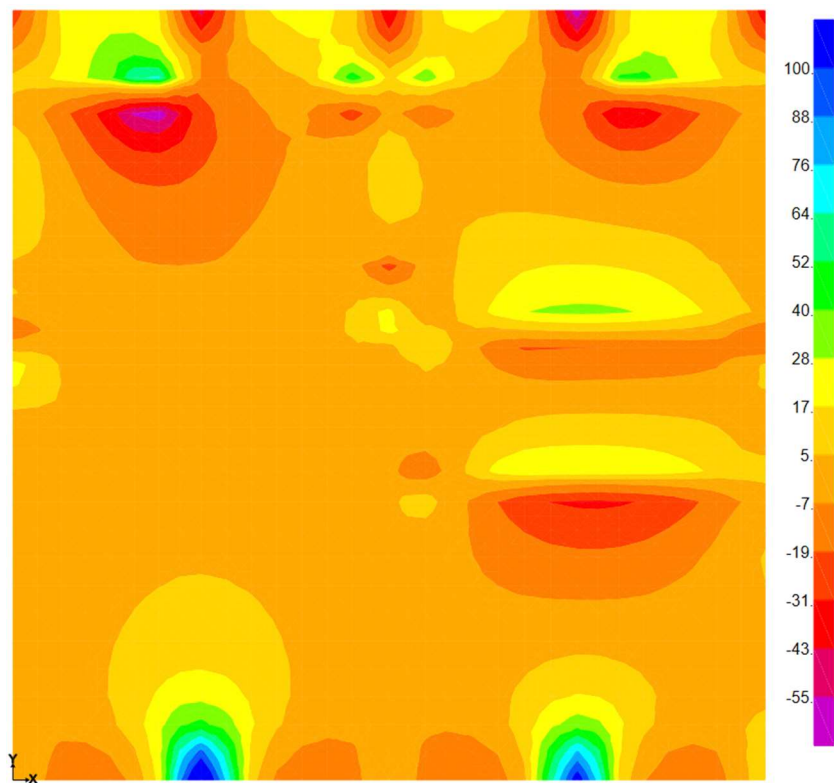


Figura 10.8: Soletta 1° piano – Combinazione SLU_1 – Azione di taglio V23

In Tabella 10-1 vengono riassunte le sollecitazioni massime rilevabili sul solaio del primo piano. Si segnalano valori alti di momento flettente e taglio in prossimità delle colonne a metà campata del lato inferiore del piano: ciò è dovuto principalmente ad un problema di modellazione e, in generale, i valori realmente rilevabili in tale zona sono sicuramente inferiori.

Tabella 10-1 Sollecitazioni massime del solaio del 1° piano riferite ad una sezione di larghezza 1 m

Posizione	M11	M22	V13	V23
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Appoggi	55	45	60	60
Mezzeria	-42	-16	-	-

Il taglio in prossimità della mezzeria della campata si avvicina al valore nullo, quindi non ha senso riportarne il reale valore e, conseguentemente, verificare la sezione.

10.1.2. Analisi modale

Si riporta la tabella riassuntiva in cui sono indicati i modi di vibrare della struttura con le relative informazioni dell'analisi modale. Le direzioni riportate sono le seguenti:

- UX = spostamenti lungo l'asse X;
- UY = spostamenti lungo l'asse Y;
- RZ = rotazioni attorno all'asse Z.

Tabella 10-2: Percentuali delle masse modali partecipanti

Percentuali delle masse modali partecipanti							
Modo	Periodo [sec]	UX [-]	UY [-]	RZ [-]	Somma UX [-]	Somma UY [-]	Somma RZ [-]
1	0.132	50.6%	0.0%	0.1%	50.6%	0.0%	0.1%
2	0.071	0.0%	0.0%	0.0%	50.7%	0.0%	0.1%
3	0.060	0.2%	0.0%	0.1%	50.8%	0.0%	0.2%
4	0.056	0.0%	0.0%	0.0%	50.8%	0.0%	0.2%
5	0.049	0.0%	0.0%	0.2%	50.8%	0.0%	0.4%
6	0.043	5.5%	0.2%	64.9%	56.3%	0.2%	65.2%
7	0.042	0.0%	0.0%	1.0%	56.3%	0.3%	66.2%
8	0.036	2.8%	76.8%	1.3%	59.1%	77.1%	67.6%
9	0.035	33.7%	7.2%	7.6%	92.8%	84.3%	75.2%
10	0.028	0.9%	0.0%	0.0%	93.8%	84.3%	75.2%
11	0.022	0.3%	0.0%	12.9%	94.0%	84.3%	88.1%
12	0.019	0.0%	4.3%	0.2%	94.1%	88.6%	88.3%
13	0.014	0.7%	0.5%	5.7%	94.8%	89.1%	94.1%
14	0.012	0.4%	5.2%	0.8%	95.2%	94.3%	94.8%
15	0.011	1.8%	1.4%	0.4%	97.0%	95.8%	95.2%

La massa partecipante risulta, per tutte le direzioni, superiore all'85%, come previsto dalla normativa vigente.

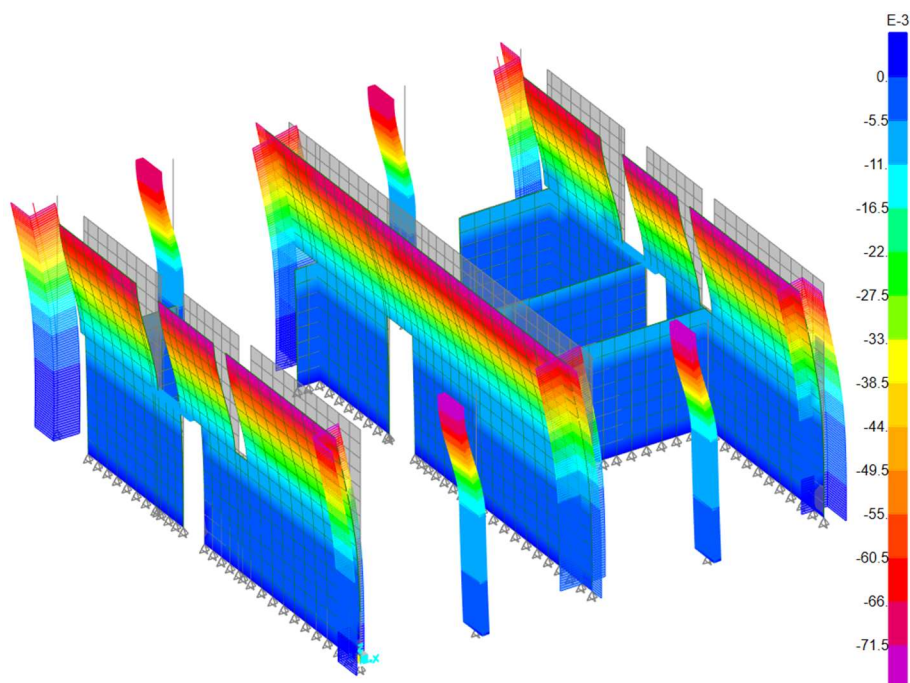


Figura 10.9: Analisi modale – Modo 1 – $T = 0.132$ – $UX = 50.6\%$ - Contour component U_x [m]

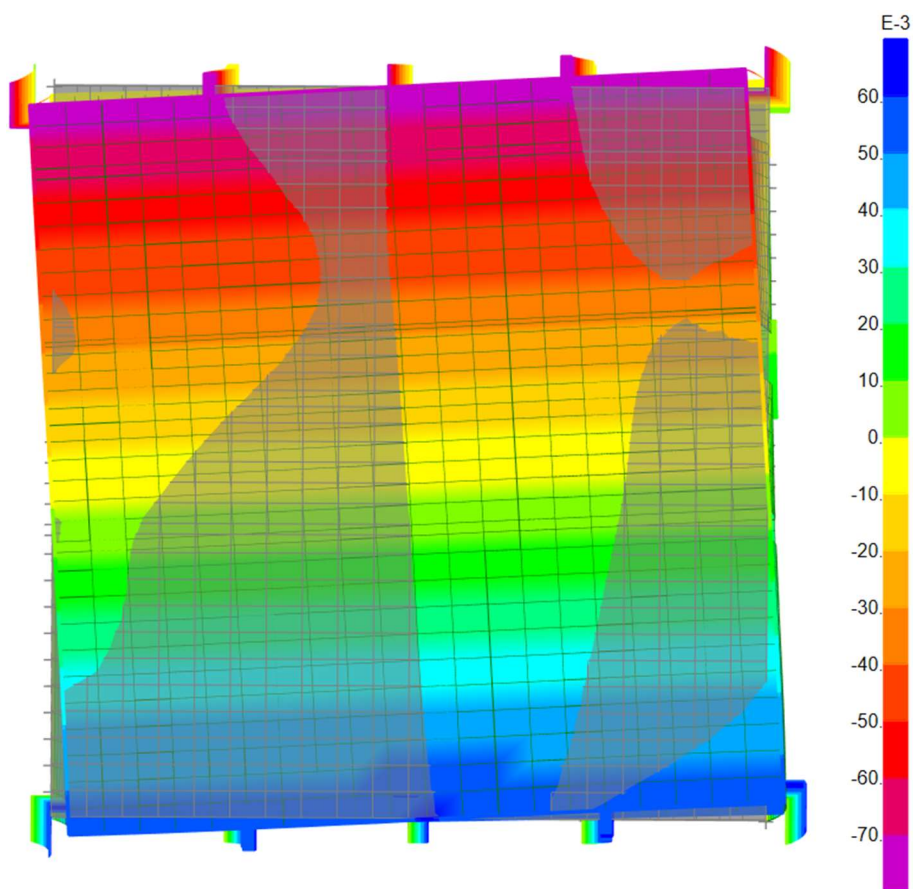


Figura 10.10: Analisi modale – Modo 6 – $T = 0.043$ – $RZ = 64.9\%$ - Contour component U_x [m]

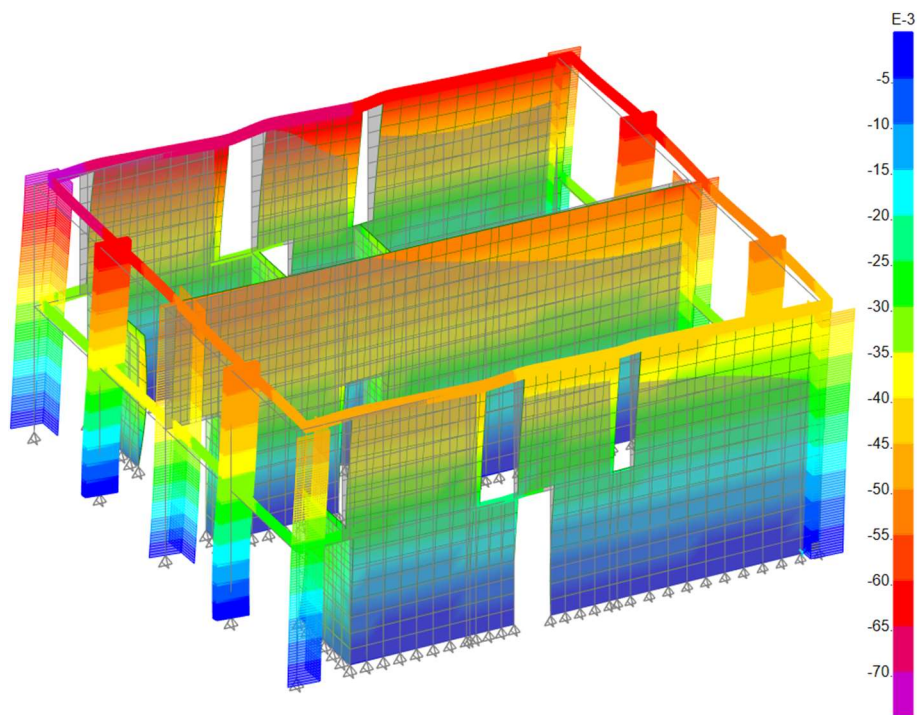




Figura 10.11: Analisi modale – Modo 8 – $T = 0.036$ – $U_Y = 76.8\%$ - Contour component U_y [m]

10.1.3. Analisi sismica (SLV)

I risultati dell'analisi sismica del modello per E.F. verranno riportati nel seguito, nel capitolo contenente le verifiche strutturali, per facilitarne la lettura.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 65 di 94</p>

11. VERIFICHE STRUTTURALI

11.1. Verifiche statiche (SLU)

Le verifiche statiche sono effettuate considerando le barre d'armatura col loro diametro nominale rilevato in situ durante la campagna di indagine strutturale ed indicato sulle tavole del progetto esecutivo in possesso. Non si tiene in conto, per ora, della corrosione dell'acciaio che può avvenire durante la vita dell'opera.

Le verifiche statiche (SLU) vengono effettuate solamente per il solaio del primo piano, essendo l'unica parte della struttura per cui la condizione sismica risulta essere più favorevole di quella statica. Il solaio del primo piano, come anche quella di copertura, è armato come mostrato in Figura 11.2, ovvero, se si definiscono gli assi X e Y come quelli paralleli, rispettivamente, ai lati inferiore e sinistro del piano:

- Sez. Y mezzeria: armata con 1Ø14/20 ad entrambi i lembi;
- Sez. Y appoggi: armata con 1Ø14/20 + 1Ø14/40 all'estradosso e con 1Ø14/20 all'intradosso;
- Sez. X mezzeria: armata con 1Ø8/20 ad entrambi i lembi;
- Sez. X appoggi: armata con 1Ø8/20 + 1Ø14/40 all'estradosso e con 1Ø14/20 all'intradosso;

Si riportano le sezioni appena definite in Figura 11.1.

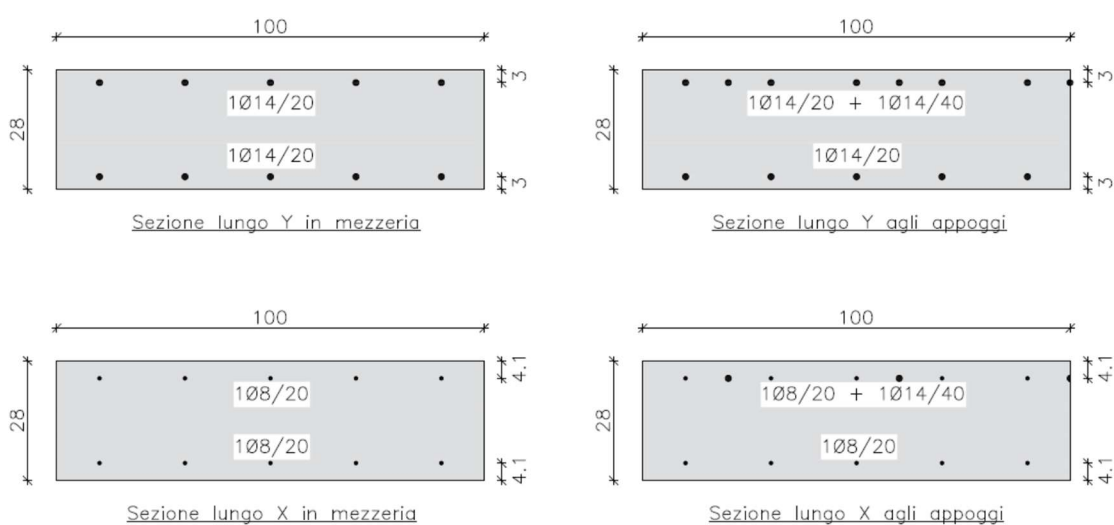




Figura 11.1: Sezioni lungo X e Y, agli appoggi ed in mezzeria, del solaio del primo piano (dimensioni in [cm])

 III22F A-SIS-RT-215-00	<p align="center">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p align="center">DIGA GIBBESI</p> <p align="center">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p align="center">CASA DI GUARDIA</p> <p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	 Pag. 66 di 94
---	--	--

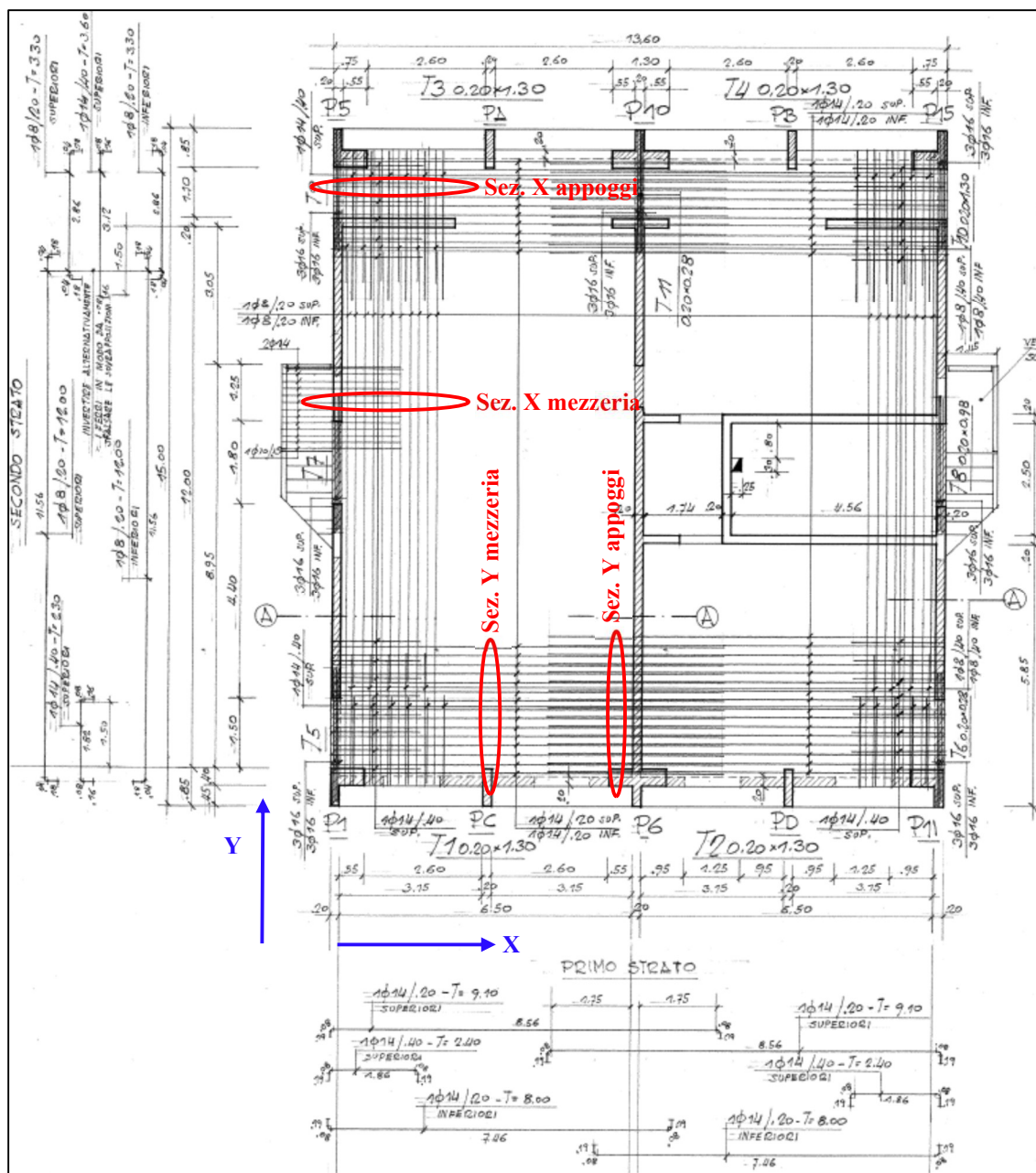


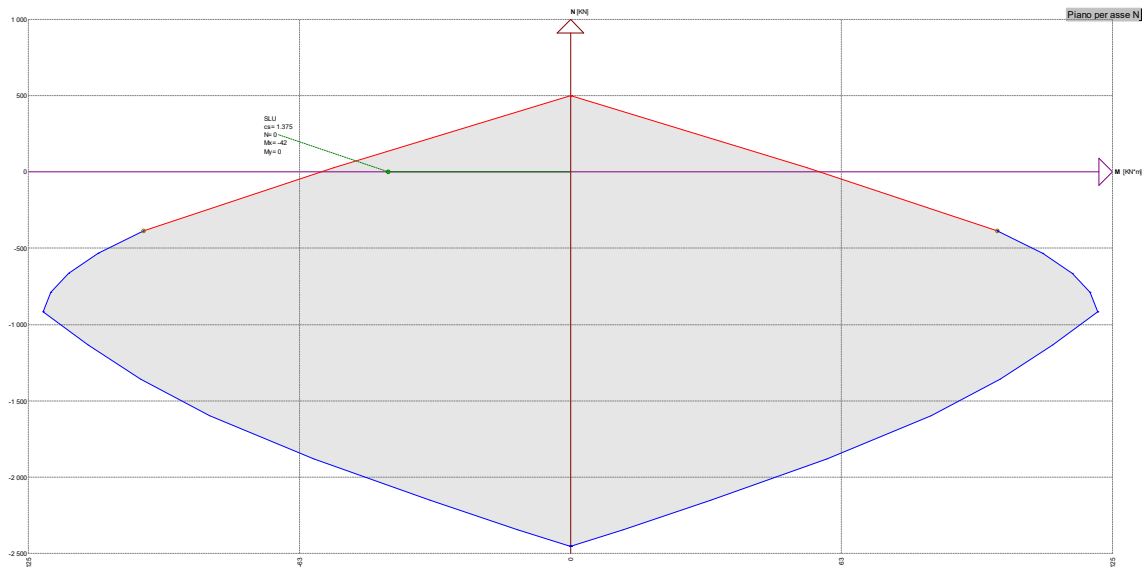
Figura 11.2: Disposizione delle armature del solaio del primo piano

11.1.1. Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione delle sezioni sono condotte con il software ENG-PRELIM di SigmaC Software. I diagrammi della legge costitutiva di acciaio e calcestruzzo considerati per le verifiche statiche sono quelli di Figura 7.1 al § 7.1. Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche a flessione effettuate.

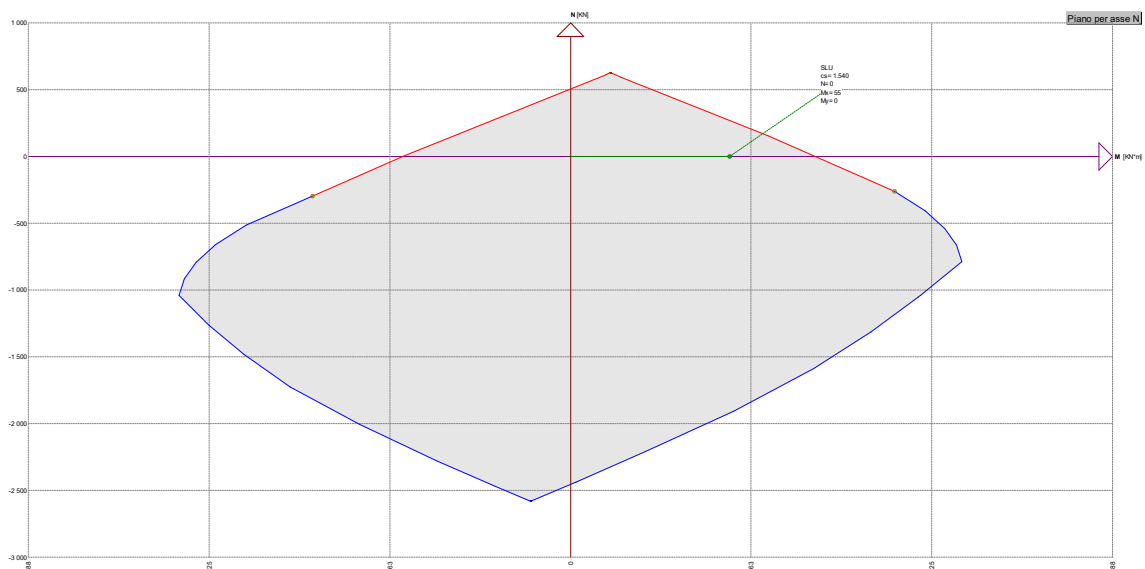
11.1.1.1 Sez. Y mezzeria

La verifica allo SLU con $M_{11} = -42$ kNm risulta soddisfatta con $CS = 1.37$.



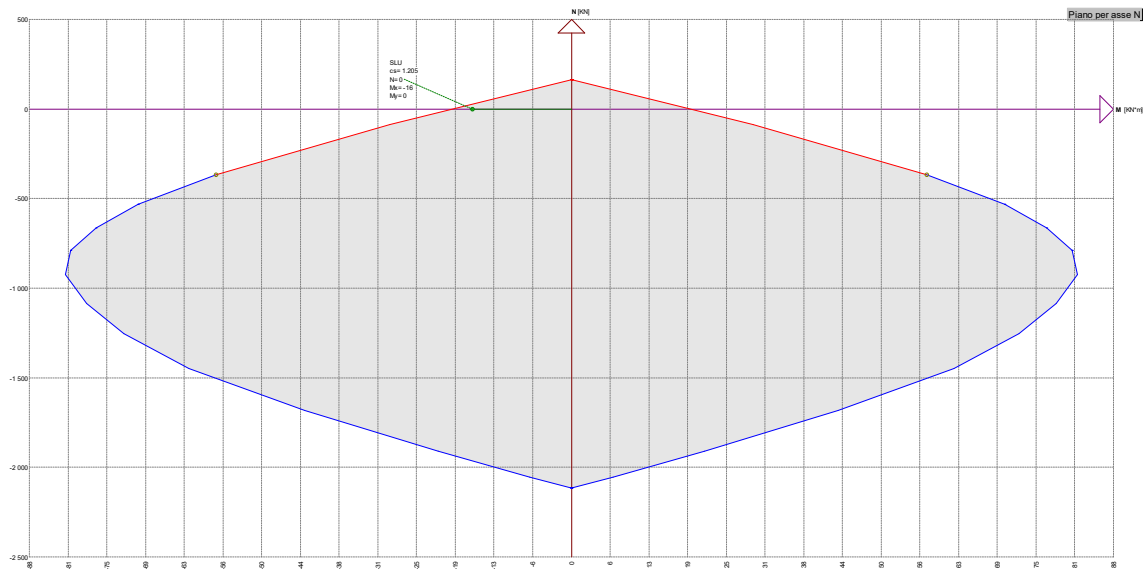
11.1.1.2 Sez. Y appoggi

La verifica allo SLU con $M_{11} = 55$ kNm risulta soddisfatta con $CS = 1.54$.



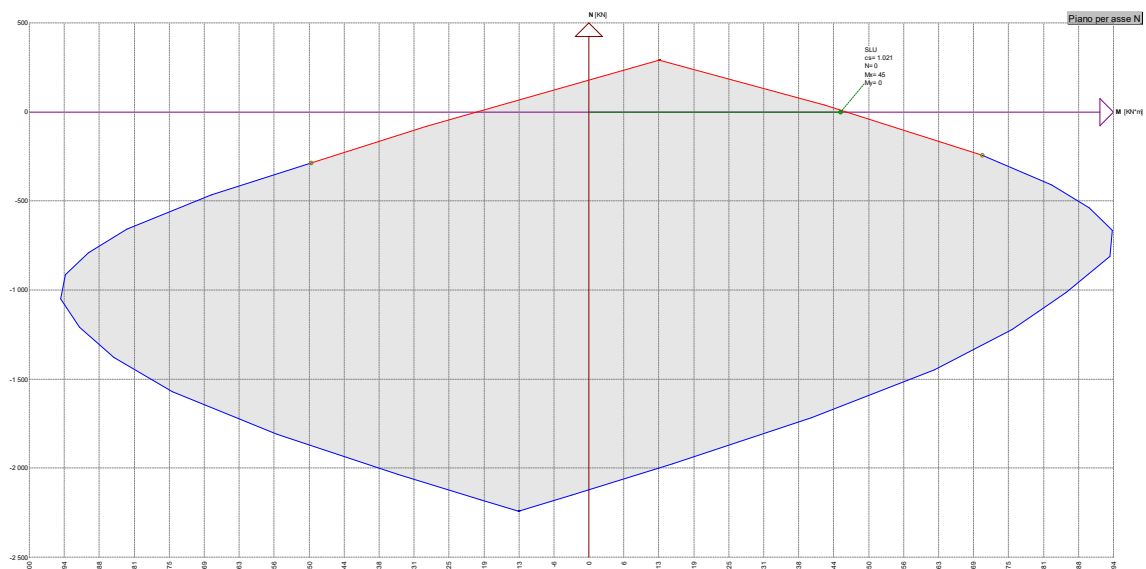
11.1.1.3 Sez. X mezzeria


La verifica allo SLU con $M_{22} = -16 \text{ kNm}$ risulta soddisfatta con $CS = 1.20$.



11.1.1.4 Sez. X appoggi

La verifica allo SLU con $M_{22} = 45 \text{ kNm}$ risulta soddisfatta con $CS = 1.02$.



	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 69 di 94</p>

11.1.2. Verifiche a taglio

Si definiscono:

- V_{Ed} = valore di progetto dello sforzo di taglio agente;
- V_{Rd} = resistenza di progetto a taglio.

Allora si possono avere due situazioni:

- Se $V_{Ed} \leq V_{Rd,1}$ non è necessaria alcuna armatura a taglio per l'elemento;
- Se $V_{Rd,1} < V_{Ed} \leq V_{Rd,2}$ è necessaria una certa quantità di armatura a taglio.

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio ($V_{Ed} \leq V_{Rd,1}$)

Nel caso in cui $V_{Ed} \leq V_{Rd,1}$ si deve valutare la resistenza di progetto a taglio dell'elemento fessurato da momento flettente $V_{Rd,1}$ come:

$$V_{Rd,1} = \max \left\{ \left[\frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right.$$

con:


- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$;
- d = altezza utile della sezione, in [mm];
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- f_{ck} in [MPa];
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ = rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$ in [MPa];
- b_w = larghezza minima della sezione, in [mm].

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio ($V_{Rd,1} < V_{Ed} \leq V_{Rd,2}$)

La resistenza di progetto a taglio $V_{Rd,2}$ di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad \Rightarrow \quad 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 70 di 94</p>

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta}$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd,2} = \min\{V_{Rsd} ; V_{Rcd}\}$$

dove:

- A_{sw} = area dell'armatura trasversale;
- s = interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $\nu = 0.5$ è il coefficiente di riduzione della resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo;

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrane non compresse} \\ 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{se } 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd} \\ 1.25 & \text{se } 0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50 f_{cd} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{se } 0.50 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases}$$

Le verifiche a taglio vengono effettuate mediante un foglio di calcolo Excel prodotto da TCH.

11.1.2.1 Sez. Y appoggi


Verifiche SLU per $N = 0$ kN e $V_{13} = 60$ kN

Caratteristiche della sezione:

- $b = 1000$ mm
- $h = 280$ mm
- $c = 50$ mm
- $A_{sl} = 1155 \text{ mm}^2$ = area armatura tesa

Sezione senza armatura trasversale resistente a taglio:

- $V_{Ed} = 110$ kN \rightarrow la sezione resiste a taglio senza la necessità di avere armatura specifica ($CS = 1.83$)

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 71 di 94</p>

11.1.2.2 Sez. X appoggi

Verifiche SLU per $N = 0$ kN e $V_{23} = 60$ kN

Caratteristiche della sezione:

- $b = 1000$ mm
- $h = 280$ mm
- $c = 50$ mm
- $A_{sl} = 636 \text{ mm}^2 = \text{area armatura tesa}$

Sezione senza armatura trasversale resistente a taglio:

- $V_{Ed} = 90$ kN \rightarrow la sezione resiste a taglio senza la necessità di avere armatura specifica ($CS = 1.83$)

11.1.3. Conclusioni

Come appare chiaro dai risultati delle verifiche appena effettuate, la struttura della casa di guardia risulta staticamente verificata.

Si noti che il solaio di copertura, essendo meno sollecitato rispetto a quello del primo piano ma armato allo stesso modo, risulta automaticamente verificato.

	<p style="text-align: center;">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p style="text-align: center;">DIGA GIBBESI</p> <p style="text-align: center;">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 72 di 94</p>

11.2. Verifiche sismiche (SLV)

Le verifiche sismiche vengono svolte in due condizioni: a **breve termine** e a **lungo termine**. Le prime vengono effettuate sulle sezioni così come da progetto, ovvero allo stato di fatto, mentre le seconde, a lungo termine, devono necessariamente tener conto della corrosione delle barre di calcestruzzo che può avvenire durante la vita utile della struttura (50 anni) a causa della carbonatazione.

11.2.1. Verifiche sismiche (SLV) a breve termine

Le verifiche sismiche a breve termine, come si è detto, vengono svolte col fine di verificare le sezioni “allo stato di fatto”.

Nello specifico, nei seguenti paragrafi verranno verificati:

- Le pareti con comportamento a taglio;
- Le colonne che, in direzione X, assorbono una quota parte dell'accelerazione sismica e quindi si inflettono;
- Le pareti con comportamento a flessione, per dimostrare che non entrano in crisi.

11.2.1.1 Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione delle sezioni sono condotte con il software ENG-PRELIM di SigmaC Software.

Si è considerata la struttura come a comportamento non dissipativo (ND): non è quindi necessario effettuare alcuna verifica di duttilità. Tali verifiche, però, sono sostituite dalla verifica che in tutte le sezioni il momento di progetto M_{Rd} non superi mai M'_{yd} , ovvero il momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico (come specificato dalle NTC18 al §7.4.1 e §4.1.2.3.4.2).



È possibile effettuare questa verifica imponendo che la deformazione massima raggiungibile dalle barre d'armatura sia pari a:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E}$$

Dove:

- Barre FeB 38 k: $f_{yd} = 326.087 \text{ MPa}$ = resistenza di progetto dell'acciaio;
- $E = 200\,000 \text{ MPa}$ = modulo elastico dell'acciaio.

Quindi $\varepsilon_s = 1.63 \cdot 10^{-3}$

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 73 di 94</p>

In pratica, queste verifiche non tengono conto del ramo plastico dell'acciaio poiché esso deve rimanere in campo "sostanzialmente elastico".

Verifica delle colonne

Le colonne da verificare sono quelle indicate in Figura 11.3 e sono di tre tipi: le dimensioni geometriche e le armature sono indicate, per ognuna, in Figura 11.4.

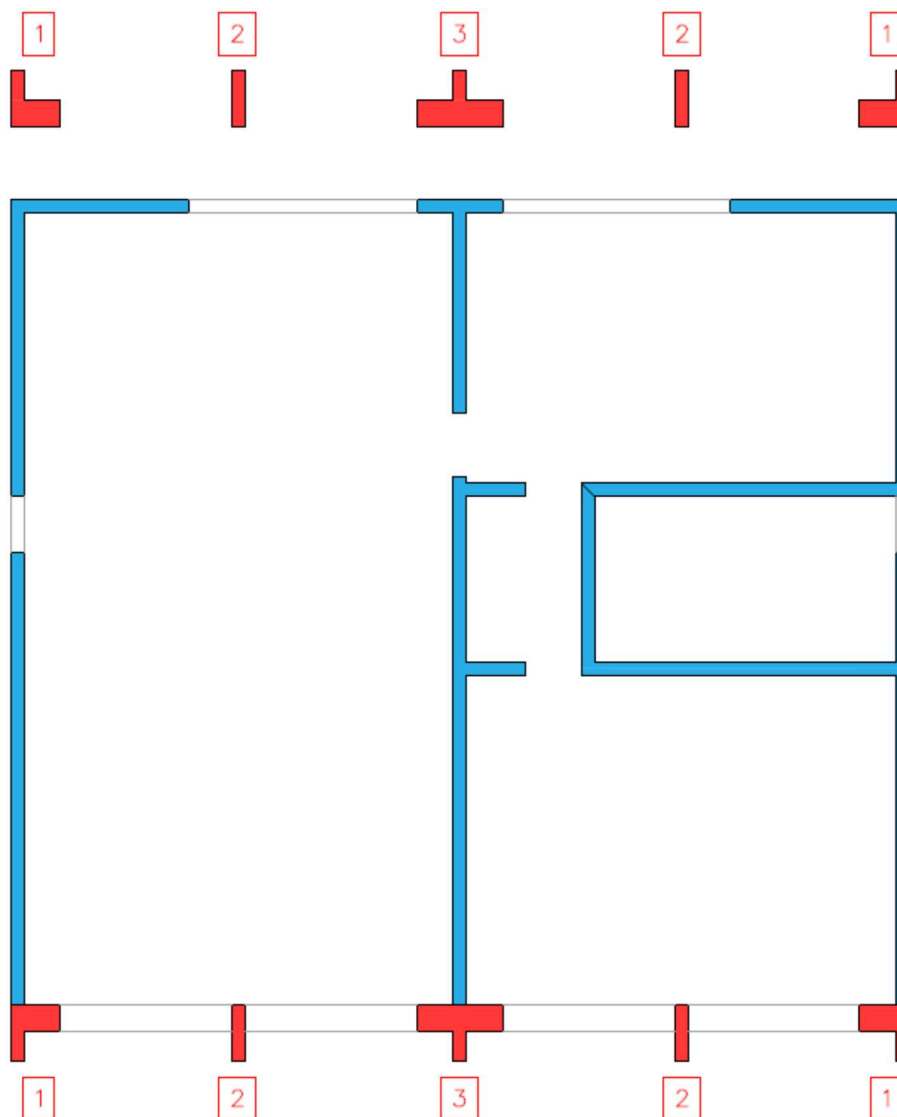



Figura 11.3: Pianta del piano terra con numerazione delle colonne presenti

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 74 di 94</p>

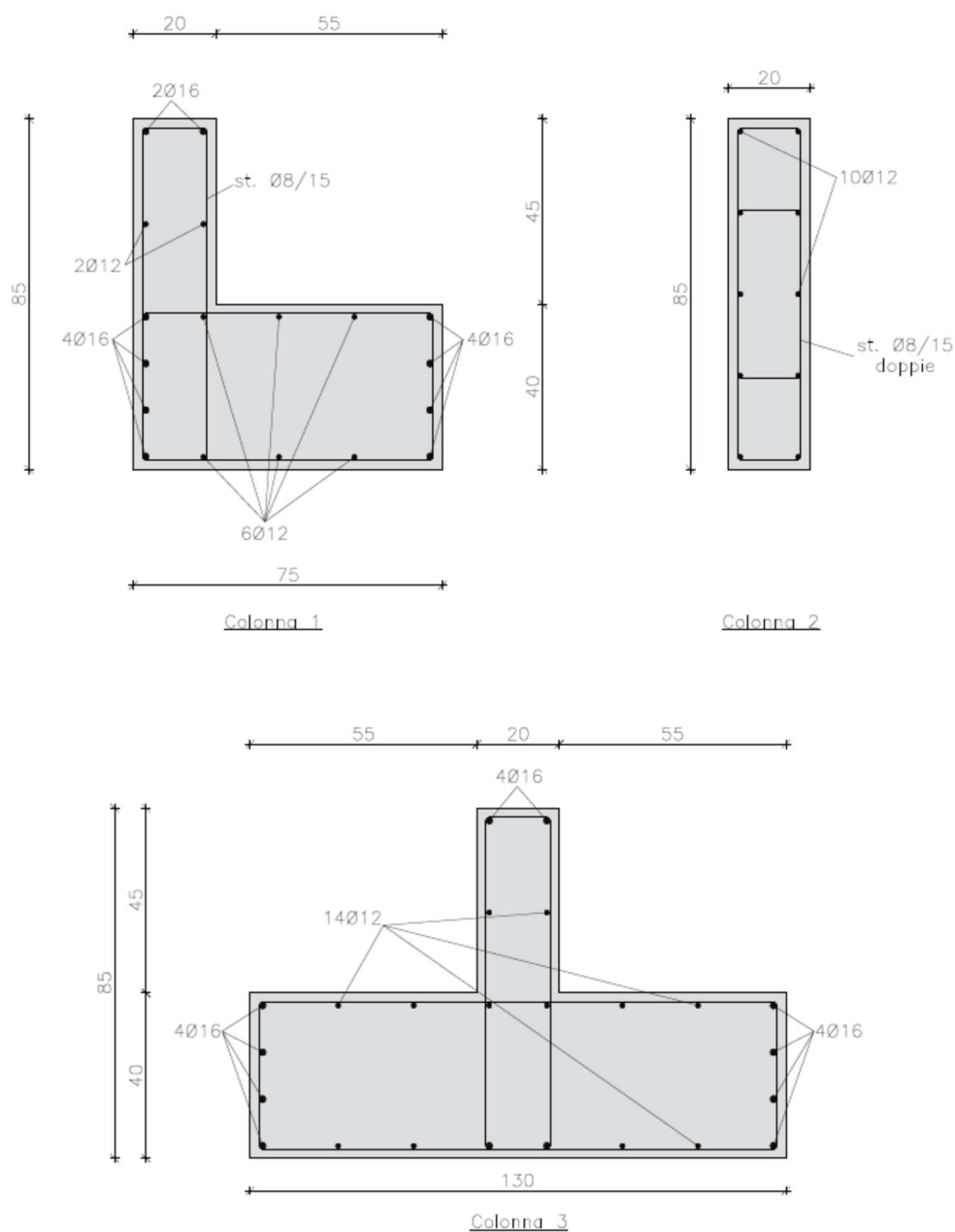


Figura 11.4: Geometria e armature dei tre tipi di colonne presenti nella casa di guardia

Le azioni massime agenti sulle diverse tipologie di colonne della struttura sono riportate nella tabella che segue. Si trascurano, a favore di sicurezza, le azioni assiali (sempre di compressione) agenti sulle sezioni.

Tabella 11-1: Azioni sismiche massime (Combinazione “Inviluppo SLV”) agenti sulle colonne



Colonna tipo	Azioni agenti			
	Mx [kNm]	My [kNm]	Vx [kN]	Vy [kN]
1	50	19	-25	-11
2	39	7	5	-23
3	153	6	-47	-7

Attraverso il software ENG-PRELIM di SigmaC Software vengono calcolati i momenti resistenti nelle direzioni X e Y delle sezioni delle colonne. La tabella che segue riassume tutti i valori di M_{Rd} .

Tabella 11-2: Momenti resistenti in X e Y delle sezioni delle colonne

Colonna tipo	Momento resistente (M_{Rd})			
	x		y	
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	132	-155	164	-176
2	88	-88	27	-27
3	171	-333	411	-411

Come appare chiaro dal confronto tra le due tabelle, le verifiche a flessione delle colonne della casa di guardia risultano tutte soddisfatte.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 76 di 94</p>

Verifica delle pareti

Al fine di verificare le pareti verticali a tutta altezza dell'edificio in esame, si effettuano anche le verifiche a flessione in direzione, appunto, verticale (M22 secondo la convenzione di segno utilizzata da SAP2000).

Nel seguito vengono mostrati i diagrammi dei momenti flettenti (M22) per la condizione di carico denominata "Involuppo delle combinazioni sismiche SLV".

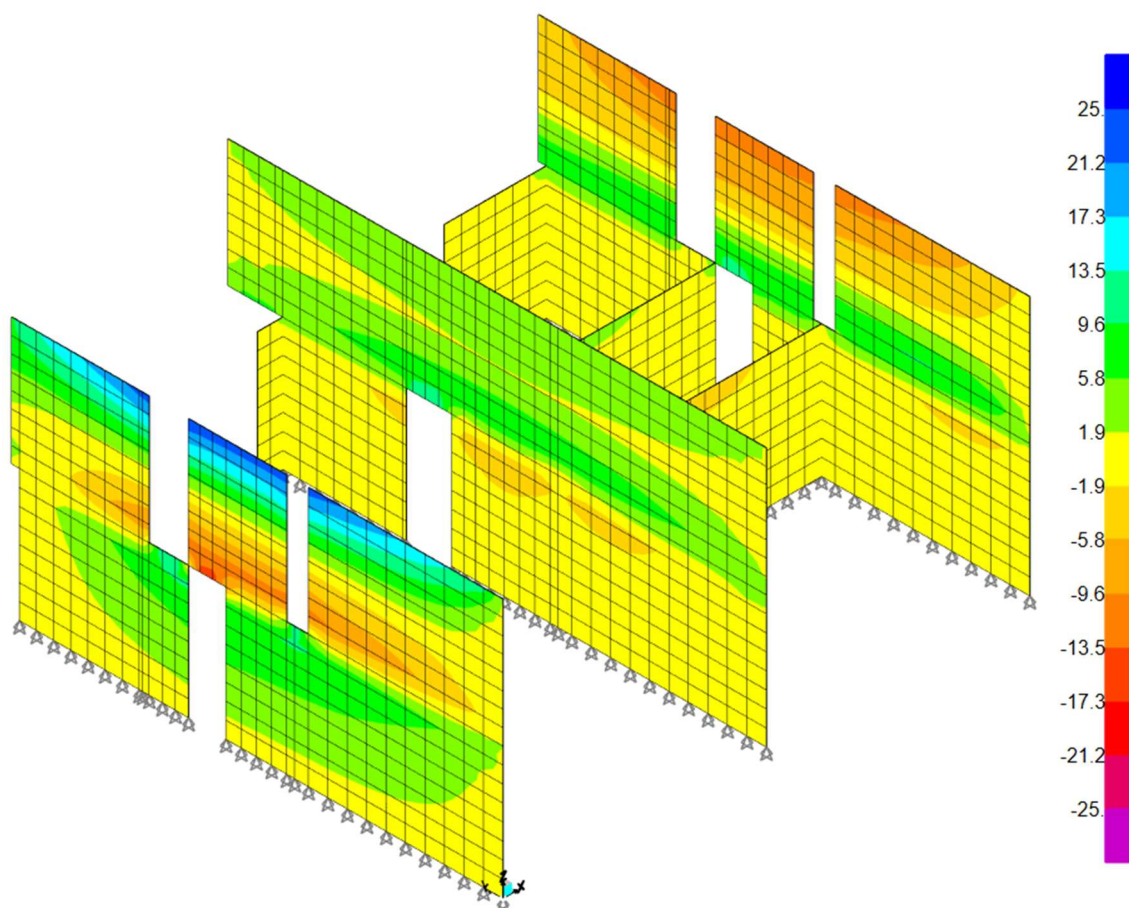


Figura 11.5: Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del momento flettente M22 MAX

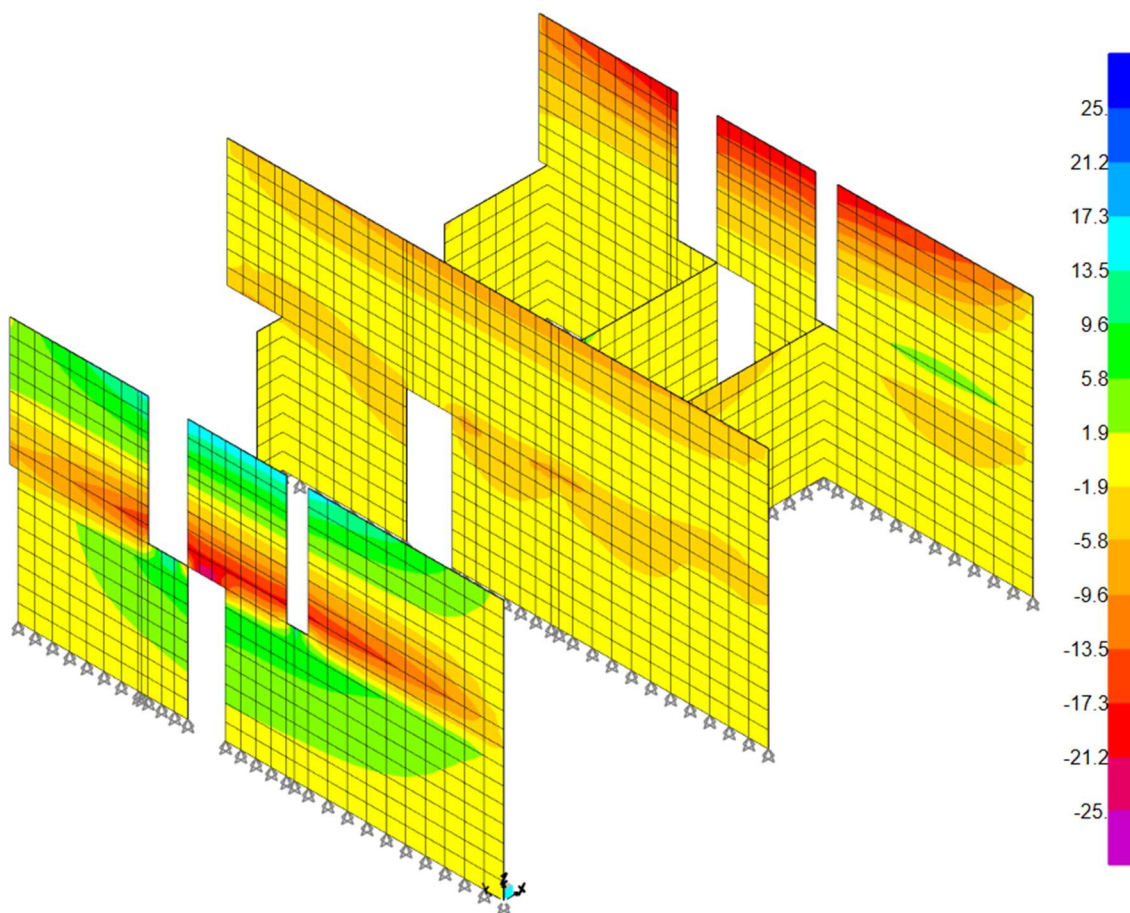


Figura 11.6: Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del momento flettente M22 MIN



Come appare chiaro dalle figure, i momenti flettenti agenti sulle pareti, normalizzati su una striscia di lunghezza 1 m, sono compresi tra:

$$-25 \text{ kNm/m} \leq M_{Ed} \leq 25 \text{ kNm/m}$$

Le pareti verticali sono armate, in entrambe le direzioni e ad entrambi i lembi, con Ø12/20; da ciò consegue un momento resistente della sezione 100 × 20 cm pari a:

$$-27 \text{ kNm} \leq M_{Rd} \leq 27 \text{ kNm}$$

Quindi, le pareti risultano sempre verificate sismicamente a flessione (M22).

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 78 di 94</p>

11.2.1.2 Verifiche a taglio – Pareti tozze

Si precisa che, come indicato al § 7.4.4.5 delle NTC2018, le pareti verticali in c.a. si considerano:

- *Snelle* se $\frac{h_w}{l_w} > 2$ con h_w altezza della parete e l_w dimensione massima in pianta della parete.
- *Tozze* altrimenti.

Per le pareti snelle la verifica strutturale significativa è quella a presso/tenso-flessione, mentre per quelle tozze la verifica strutturale significativa è quella a taglio in cui si instaura un meccanismo resistente tirante-puntone.

Le verifiche a taglio sulle pareti tozze vengono eseguite sui muri indicati in Figura 11.7.

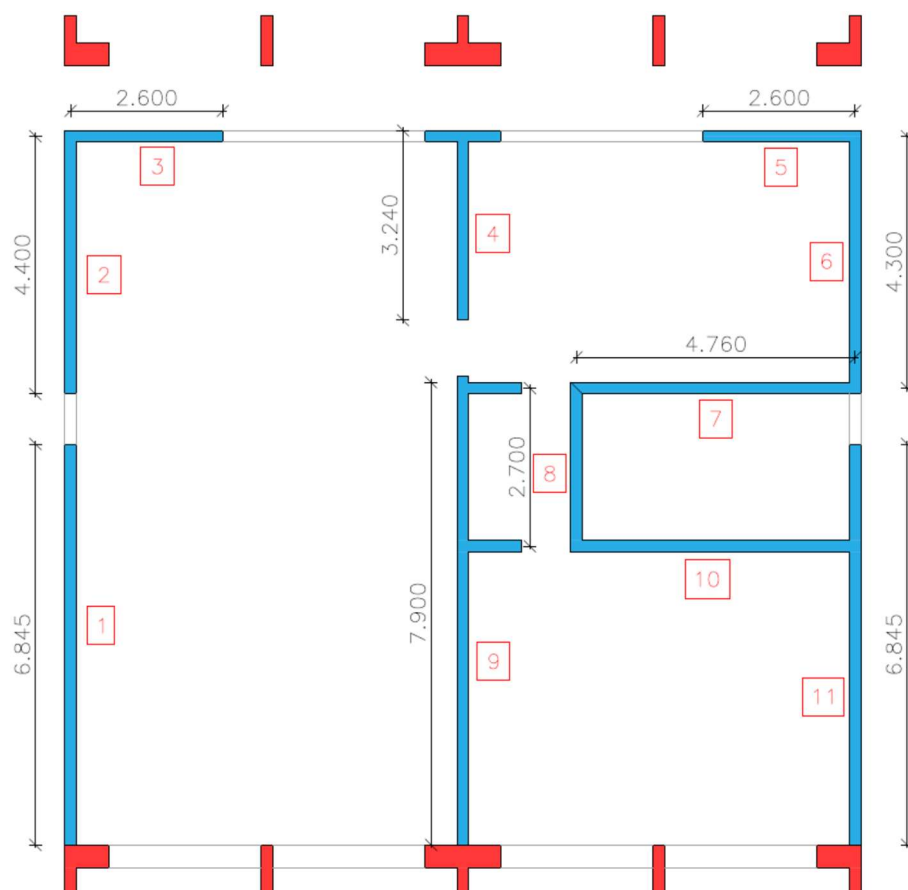




Figura 11.7: Pianta del piano terra con numerazione delle pareti tozze presenti

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 79 di 94</p>

Di seguito si riportano le verifiche strutturali relative alle pareti tozze della struttura analizzata facendo riferimento al C4.1.2.1.5 della Circolare applicativa delle NTC 2008. Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato di ψ , che riporta il carico P_{Ed} entro il bordo del pilastro/fondazione.

Attraverso l'equilibrio del nodo caricato si ottiene la portanza della mensola tozza in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_{Rs} = \frac{A_{sl} \cdot f_{yd} - H_{Ed}}{\lambda}$$

Con: $\lambda = \text{ctg } \psi \cong L/(0,9d)$

Dovrà inoltre risultare una resistenza del puntone di calcestruzzo non minore di quella correlata all'armatura con:

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \cdot \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

Con $c = 1$, essendo il valore più conservativo.

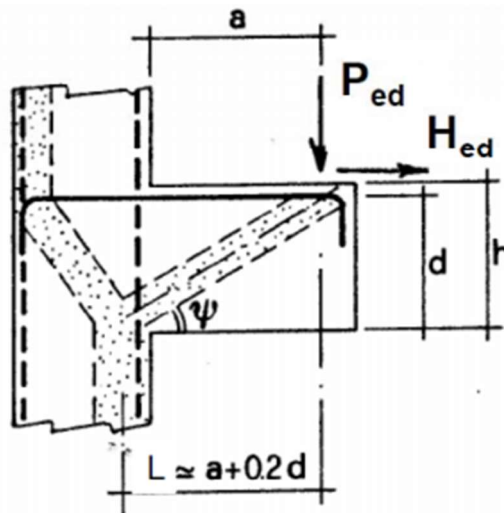



Figura 11.8: Modello tirante-puntone per pareti tozze (Figura C4.1.7 delle NTC 2008)

Come azione sollecitante P_{Ed} si assume la sollecitazione massima di taglio V_{Ed} agente in sommità di ogni singola parete: $P_{Ed} = V_{Ed}$

Come azione sollecitante H_{Ed} si considera il contributo dovuto all'azione assiale e al momento flettente agente in sommità di ogni singola parete:

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 80 di 94</p>

$$H_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{n} + \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d}$$

in cui n corrisponde alla frazione di parete a cui si assegna la funzione di tirante nel modello di verifica. Si assume $n = 4$.

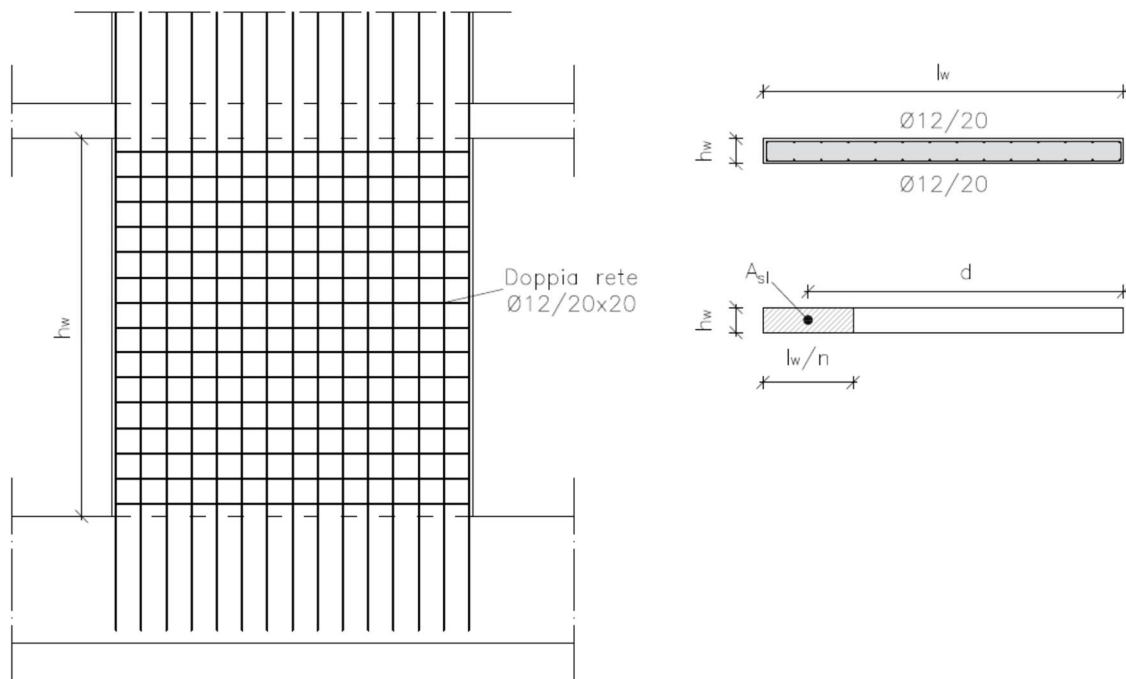


Figura 11.9: Parete tipo da verificare, con le indicazioni delle dimensioni

Le verifiche di resistenza, pertanto, sono soddisfatte se:

- Lato acciaio (tirante) $P_{Rs} \geq P_{Ed}$
- Lato cls (puntone) $P_{Rc} \geq P_{Rs}$

Si precisa che i valori delle sollecitazioni agenti in sommità di ogni singola parete sono determinati, tramite il modello di calcolo agli elementi finiti, come integrazione delle tensioni agenti nella sezione critica considerata.

In via semplificata, con il fine di verificare le pareti solamente per azioni di taglio, si considera nullo il contributo di H_{Ed} .



Si riportano in forma tabellare le verifiche delle pareti tozze con la seguente notazione:

- b_w = dimensione minima in pianta della parete
- l_w = dimensione massima in pianta della parete
- h_w = altezza della parete
- $A_{sv,tot}$ = armatura totale della parete
- $A_{sl} = \frac{A_{sv,tot}}{n}$ = armatura considerata per il tirante
- $d = l_w - \frac{1}{2} \cdot \frac{l_w}{n}$ = altezza utile della sezione
- V_{Ed} = azione di taglio sollecitante
- P_{RS} = resistenza a taglio della parete, lato acciaio (tirante)
- P_{RC} = resistenza a taglio della parete, lato cls (puntone)

Tabella 11-3: Verifiche a taglio per pareti tozze

Muro	b_w [m]	l_w [m]	h_w [m]	d [m]	$A_{sv,tot}$ [mm ²]	A_{sl} [mm ²]	L [m]	ψ [°]	λ [-]	V_{Ed} [kN]	P_{RS} [kN]	P_{RS}/V_{Ed} [-]	P_{RC} [kN]	P_{RC}/P_{RS} [-]
1	0.20	6.85	3.34	5.99	3871	968	4.54	49.91	0.84	132	375	2.84	2770	7.39
2	0.20	4.40	3.34	3.85	2488	622	4.11	40.13	1.19	85	171	2.02	1264	7.39
3	0.20	2.60	3.34	2.28	1470	368	3.80	28.35	1.85	86	65	0.76	405	6.27
4	0.20	3.24	3.34	2.84	1832	458	3.91	33.15	1.53	85	98	1.15	670	6.87
5	0.20	2.60	3.34	2.28	1470	368	3.80	28.35	1.85	99	65	0.65	405	6.27
6	0.20	4.30	3.34	3.76	2432	608	4.09	39.61	1.21	59	164	2.80	1208	7.37
7	0.20	4.76	3.34	4.17	2692	673	4.17	41.93	1.11	184	197	1.07	1470	7.46
8	0.20	2.70	3.34	2.36	1527	382	3.81	29.15	1.79	28	69	2.48	443	6.38
9	0.20	7.90	3.34	6.91	4467	1117	4.72	52.80	0.76	157	480	3.05	3465	7.22
10	0.20	4.76	3.34	4.17	2692	673	4.17	41.93	1.11	208	197	0.95	1470	7.46
11	0.20	6.85	3.34	5.99	3871	968	4.54	49.91	0.84	114	375	3.28	2770	7.39

Come si evince dalla tabella sopra riportata, per la maggior parte delle pareti considerate la verifica di resistenza risulta soddisfatta. Per le pareti n° 3, 5 e 10 la verifica lato acciaio (tirante) non risulta soddisfatta (rottura lato acciaio). Tali pareti, infatti, sono tre delle quattro pareti disposte parallelamente all'asse X e che, quindi, si trovano ad assorbire tutta l'azione sismica in tale direzione: ci si aspettava che queste potessero entrare in crisi.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 82 di 94</p>

Si precisa, inoltre, che:

- le azioni assiali (N_{Ed}) di compressione agenti sulla parete, dovute ai carichi permanenti e accidentali, sono per la maggior parte assorbite dal solo calcestruzzo e non dalle barre di armatura, pertanto qualora si considerassero, i risultati non si discosterebbero da quelli riportati sopra. Inoltre, essendo tutte azioni di compressione, eventualmente apporterebbero beneficio al modello tirante-puntone.
- le azioni assiali di trazione agenti sulla parete, dovute ai momenti flettenti (M_{Ed}) che nascono in condizioni sismiche, comportano una diminuzione della resistenza della parete tozza, pertanto qualora si considerassero, i risultati sarebbero più gravosi rispetto a quelli riportati sopra. Non ci si aspetta, però, un grosso discostamento dai risultati trovati per via semplificata.

11.2.1.3 Verifiche a taglio – Pareti verticali

Al fine di verificare le pareti verticali a tutta altezza dell'edificio in esame, si effettuano anche le verifiche a taglio in direzione verticale (V23) e orizzontale (V13) secondo la convenzione di segno utilizzata da SAP2000.

Nel seguito vengono mostrati i diagrammi delle azioni di taglio (V13 e V23) per la condizione di carico denominata “Involuppo delle combinazioni sismiche SLV”.

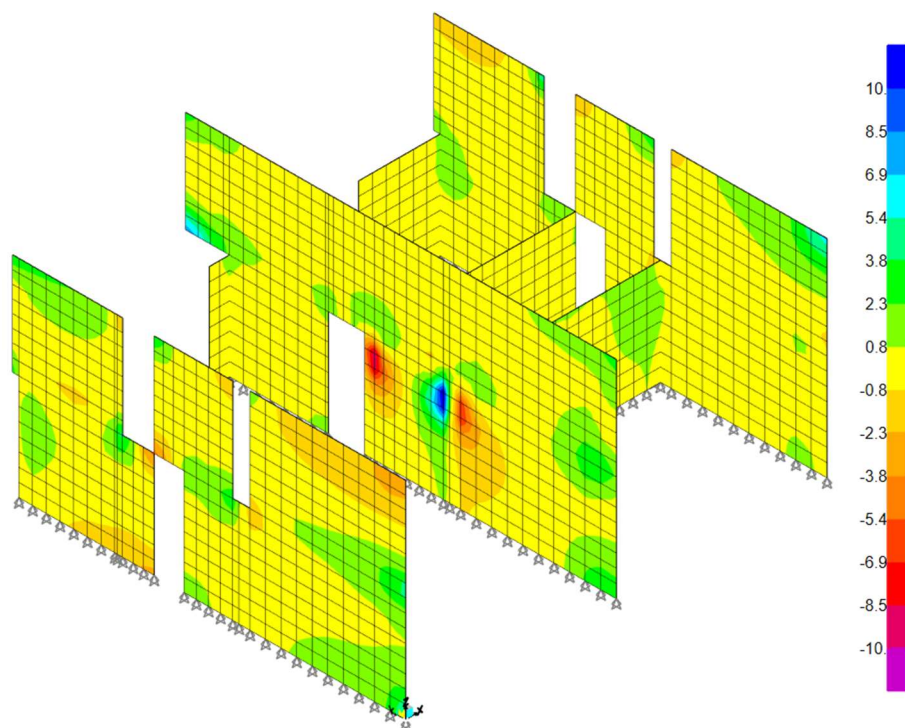


Figura 11.10: Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del taglio V13 MAX

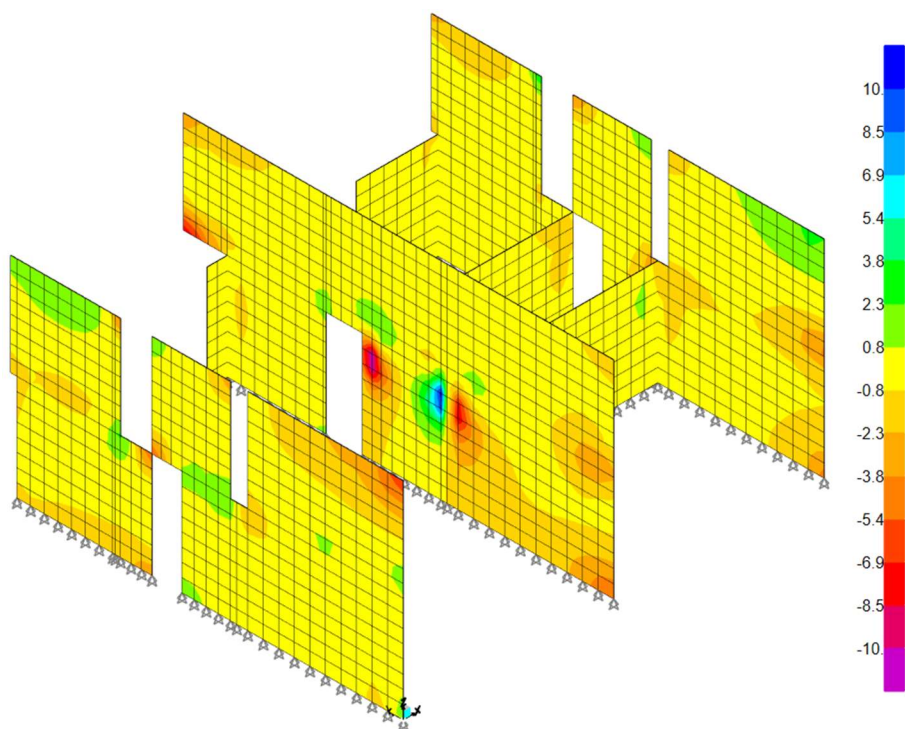


Figura 11.11: Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del taglio V13 MIN

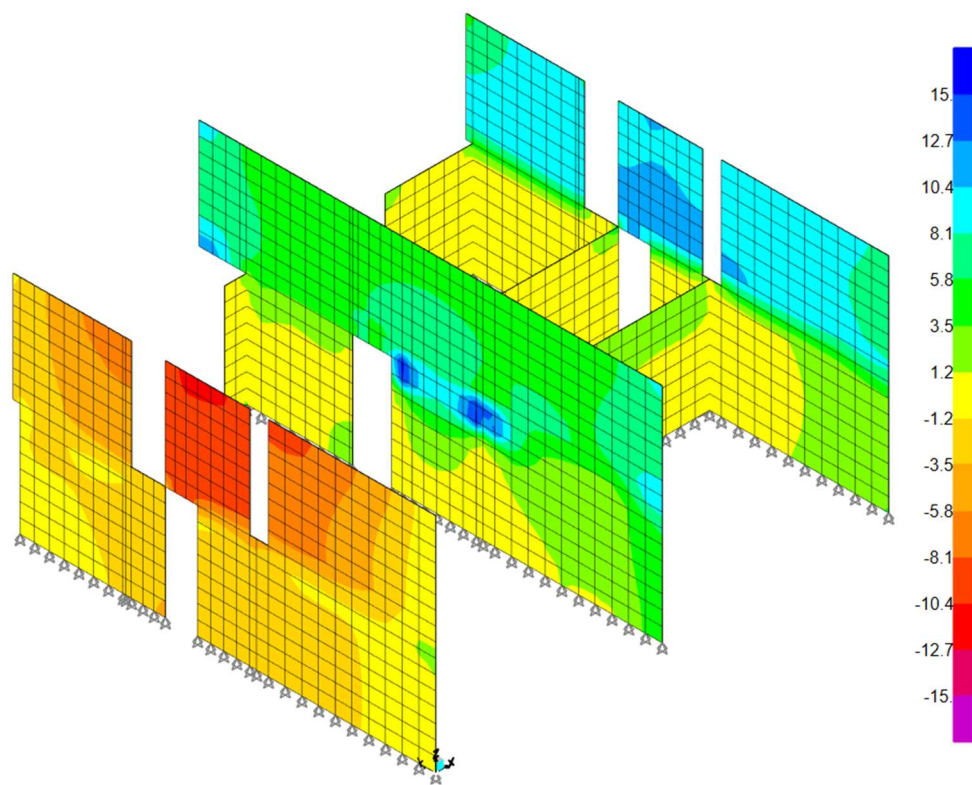


Figura 11.12: Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del taglio V33 MAX

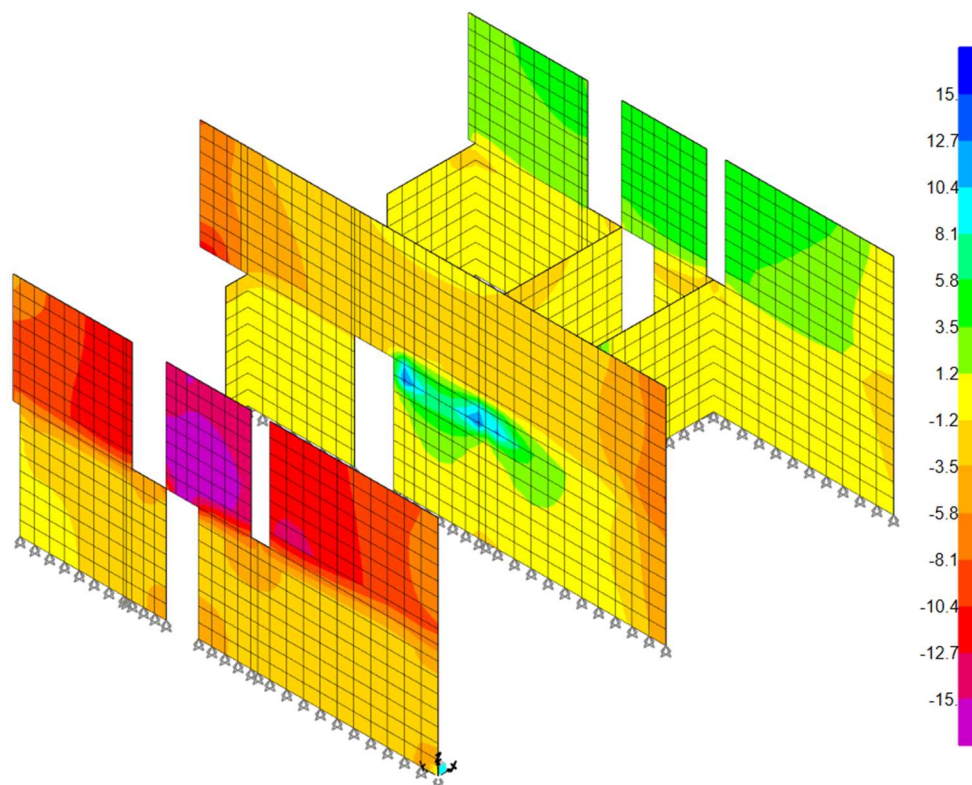


Figura 11.13: Pareti verticali – Involuppo delle combinazioni SLV – Diagramma del taglio V33 MIN

Come appare chiaro dalle figure, le azioni di taglio agenti sulle pareti, normalizzate su una striscia di lunghezza 1 m, sono compresi tra:

$$-15 \text{ kN/m} \leq V_{Ed} \leq 15 \text{ kN/m}$$

in entrambe le direzioni (V13 e V23).

Come già detto, le pareti verticali sono armate, in entrambe le direzioni e ad entrambi i lembi, con Ø12/20; da ciò consegue un taglio resistente (senza necessità di specifica armatura a taglio) della sezione $100 \times 20 \text{ cm}$ pari a:

$$|V_{Rd}| = 67 \text{ kN}$$

Quindi, le pareti risultano sempre verificate sismicamente a taglio.

11.2.1.4 Verifiche a taglio – Colonne

Si eseguono le verifiche a taglio delle colonne della casa di guardia. Per i valori delle azioni di taglio agenti sulle diverse colonne (sezioni 1 – 3) si veda la Tabella 11-1. Il calcolo dei valori di taglio resistente (V_{Rd}) è condotto con l'ausilio del programma ENG-PRELIM di SigmaC Software e di un foglio di calcolo Excel prodotto dalla scrivente.

Tabella 11-4: Azioni di taglio agenti (V_{Ed}) e resistenti (V_{Rd}) delle colonne della casa di guardia

Colonna tipo	Taglio agente (V_{Ed})		Taglio resistente ($ V_{Rd} $)	
	x	y	x	y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	25	11	88	84
2	5	23	61	63
3	47	7	121	88

Come appare chiaro dalla tabella di sopra, le verifiche a taglio di tutte le colonne sono soddisfatte senza l'ausilio di armatura specifica a taglio (staffatura).

11.2.2. Verifiche sismiche (SLV) a lungo termine

Le verifiche sismiche a lungo termine devono tener conto della corrosione delle barre di calcestruzzo che può avvenire durante la vita utile della struttura (50 anni) a causa della carbonatazione.

La velocità di corrosione delle barre si può stimare attraverso il grafico riportato di seguito (P. Pedferri, L. Bertolini, *La durabilità del calcestruzzo armato*, ISBN 88 386 0845-Ed. Mc Graw-Hill, 2000).

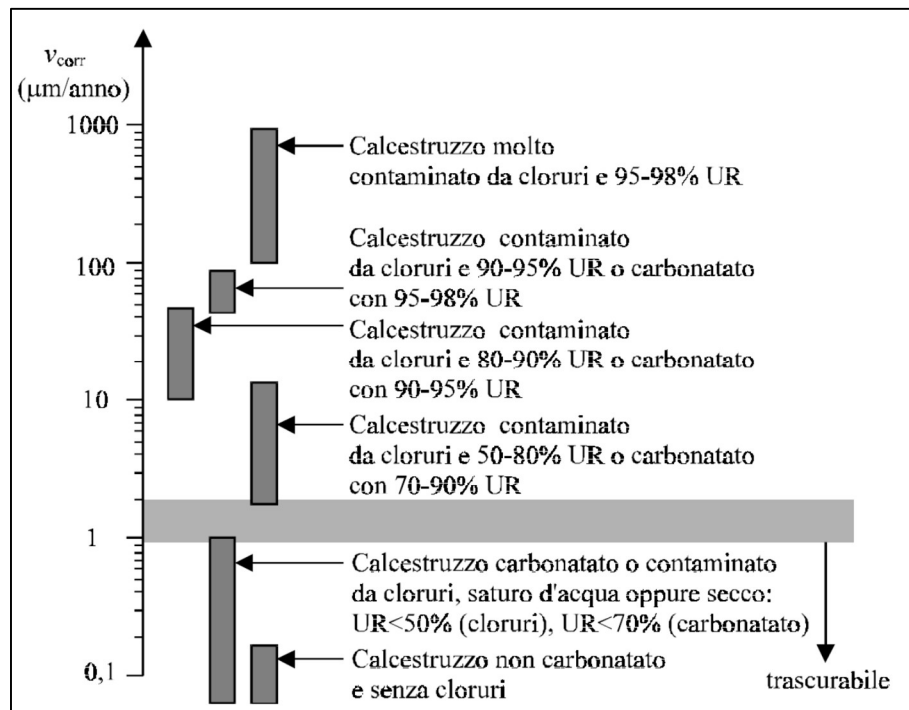



Figura 11.14: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri

Per la struttura in oggetto si può stimare una riduzione del diametro delle barre di circa 2 mm a 50 anni.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 87 di 94</p>

11.2.2.1 Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione delle sezioni a lungo termine sono condotte nelle stesse modalità di quelle a breve termine, con la differenza che si impone una riduzione di 2 mm al diametro di ogni barra d'armatura contenuta in ogni sezione.

Verifica delle colonne

Le colonne da verificare sono quelle indicate in Figura 11.15 e sono di tre tipi: le dimensioni geometriche e le armature sono indicate, per ognuna, in .

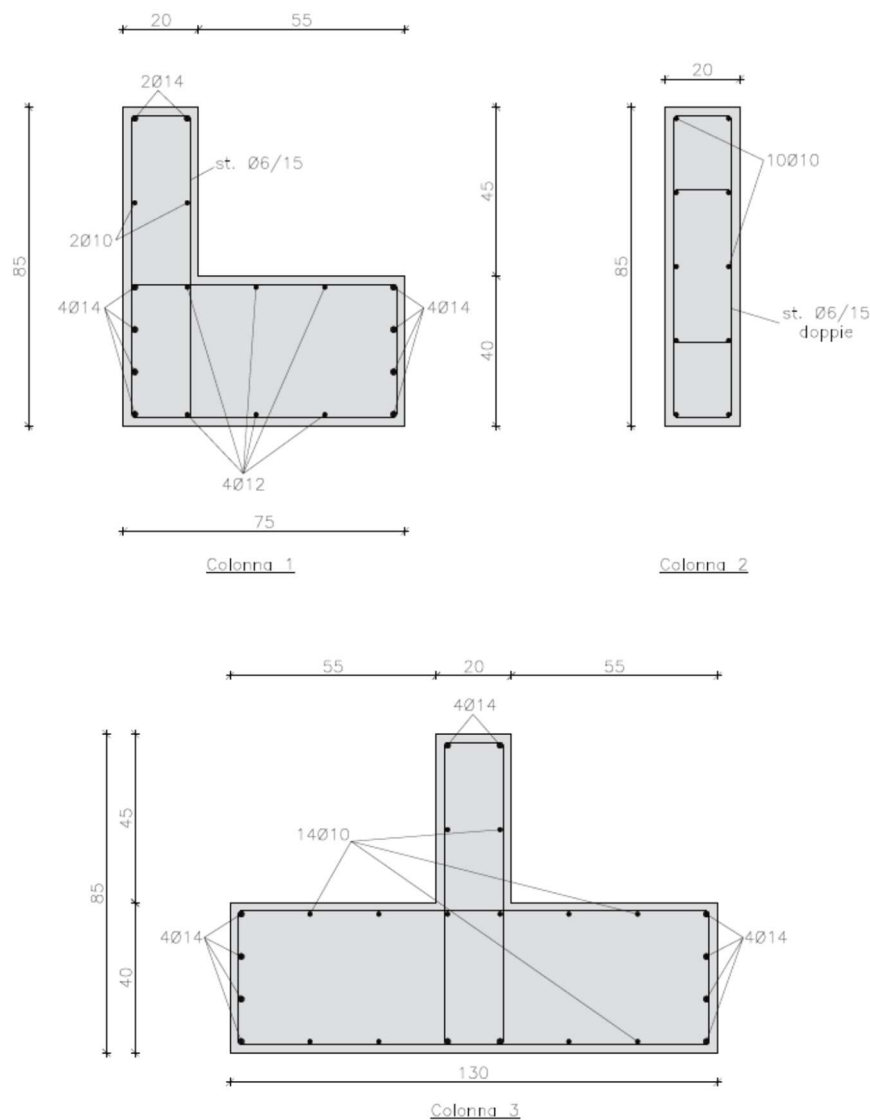


Figura 11.15: Geometria e armature dei tre tipi di colonne presenti nella casa di guardia (riduzione dei diametri delle barre a lungo termine)

Le azioni agenti rimangono quelle riportate in Tabella 6-1.

Attraverso il software ENG-PRELIM di SigmaC Software vengono calcolati i momenti resistenti nelle direzioni X e Y delle sezioni delle colonne. La tabella che segue riassume tutti i valori di M_{Rd} .

Tabella 11-5: Momenti resistenti in X e Y delle sezioni delle colonne

Colonna tipo	Momento resistente (M_{Rd})			
	x		y	
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	115	-135	144	-154
2	63	-63	19	-19
3	130	-258	312	-312

Come appare chiaro dal confronto tra le azioni agenti e quelle resistenti, le verifiche a flessione delle colonne della casa di guardia risultano tutte soddisfatte anche a lungo termine eccezion fatta per la colonna n° 3.

Verifica delle pareti

Come già detto al § 11.2.1.1, i momenti flettenti agenti sulle pareti, normalizzati su una striscia di lunghezza 1 m, sono compresi tra:

$$-25 \text{ kNm/m} \leq M_{Ed} \leq 25 \text{ kNm/m}$$

Si assume che le pareti verticali siano armate, in entrambe le direzioni e ad entrambi i lembi, con Ø10/20; da ciò consegue un momento resistente della sezione $100 \times 20 \text{ cm}$ pari a:

$$-19 \text{ kNm} \leq M_{Rd} \leq 19 \text{ kNm}$$

Quindi, le pareti risultano **non** verificate sismicamente a flessione (M22) a lungo termine.

11.2.2.2 Verifiche a taglio – Pareti tozze

Le verifiche a taglio delle sezioni a lungo termine sono condotte nelle stesse modalità di quelle a breve termine, con la differenza che si impone una riduzione di 2 mm al diametro di ogni barra d'armatura contenuta in ogni sezione.

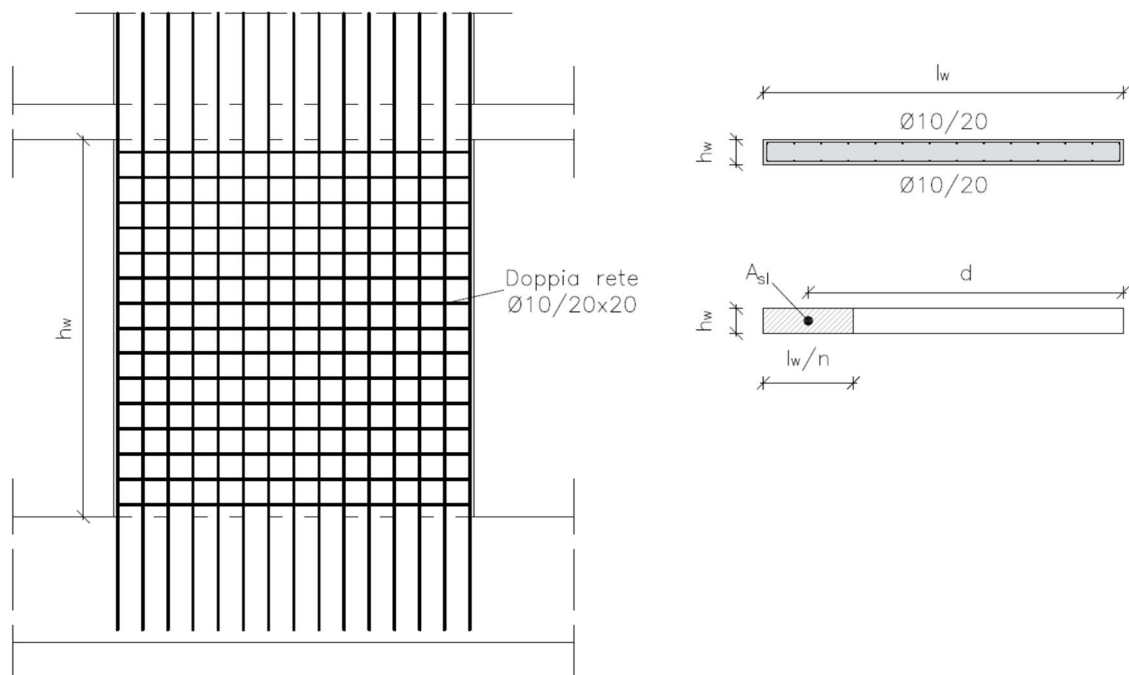




Figura 11.16: Parete tipo da verificare (a lungo termine), con le indicazioni delle dimensioni

Tabella 11-6: Verifiche a taglio per pareti tozze

Muro	b _w [m]	l _w [m]	h _w [m]	d [m]	A _{sv,tot} [mm ²]	A _{sl} [mm ²]	L [m]	ψ [°]	λ [-]	V _{Ed} [kN]	P _{Rs} [kN]	P _{Rs} /V _{Ed} [-]	P _{Rc} [kN]	P _{Rc} /P _{Rs} [-]
1	0.20	6.85	3.34	5.99	2688	672	4.54	49.91	0.84	132	260	1.97	2770	10.64
2	0.20	4.40	3.34	3.85	1728	432	4.11	40.13	1.19	85	119	1.40	1264	10.64
3	0.20	2.60	3.34	2.28	1021	255	3.80	28.35	1.85	86	45	0.53	405	9.02
4	0.20	3.24	3.34	2.84	1272	318	3.91	33.15	1.53	85	68	0.80	670	9.89
5	0.20	2.60	3.34	2.28	1021	255	3.80	28.35	1.85	99	45	0.45	405	9.02
6	0.20	4.30	3.34	3.76	1689	422	4.09	39.61	1.21	59	114	1.94	1208	10.61
7	0.20	4.76	3.34	4.17	1869	467	4.17	41.93	1.11	184	137	0.74	1470	10.74
8	0.20	2.70	3.34	2.36	1060	265	3.81	29.15	1.79	28	48	1.72	443	9.19
9	0.20	7.90	3.34	6.91	3102	776	4.72	52.80	0.76	157	333	2.12	3465	10.40
10	0.20	4.76	3.34	4.17	1869	467	4.17	41.93	1.11	208	137	0.66	1470	10.74
11	0.20	6.85	3.34	5.99	2688	672	4.54	49.91	0.84	114	260	2.28	2770	10.64

	<p style="text-align: center;">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p style="text-align: center;">DIGA GIBBESI</p> <p style="text-align: center;">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p style="text-align: center;">CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 90 di 94</p>

Come si evince dalla tabella sopra riportata, per la maggior parte delle pareti in direzione Y la verifica di resistenza risulta soddisfatta. Per le pareti n° 3, 4, 5, 7 e 10 la verifica lato acciaio (tirante) non risulta, invece, soddisfatta (rottura lato acciaio). Queste pareti, ad eccezione della n° 4 sono disposte parallelamente all'asse X e, quindi, si trovano ad assorbire tutta l'azione sismica in tale direzione.

11.2.2.3 Verifiche a taglio – Pareti verticali

Le verifiche a taglio delle sezioni a lungo termine sono condotte nelle stesse modalità di quelle a breve termine, con la differenza che si impone una riduzione di 2 mm al diametro di ogni barra d'armatura contenuta in ogni sezione.

Come già detto al § 11.2.1.3, le azioni di taglio agenti sulle pareti, normalizzate su una striscia di lunghezza 1 m, sono compresi tra:

$$-15 \text{ kN/m} \leq V_{Ed} \leq 15 \text{ kN/m}$$

in entrambe le direzioni (V13 e V23).

Si assume che le pareti verticali siano armate, in entrambe le direzioni e ad entrambi i lembi, con Ø10/20; da ciò consegue un taglio resistente (senza necessità di specifica armatura a taglio) della sezione 100 × 20 cm pari a:

$$|V_{Rd}| = 62 \text{ kN}$$

Quindi, le pareti risultano sempre verificate sismicamente a taglio, anche a lungo termine.

11.2.2.4 Verifiche a taglio – Colonne

Le verifiche a taglio delle sezioni a lungo termine sono condotte nelle stesse modalità di quelle a breve termine, con la differenza che si impone una riduzione di 2 mm al diametro di ogni barra d'armatura contenuta in ogni sezione.

Si eseguono le verifiche a taglio delle colonne della casa di guardia. Per i valori delle azioni di taglio agenti sulle diverse colonne (sezioni 1 – 3) si veda la Tabella 11-1. Il calcolo dei valori di taglio resistente (V_{Rd}) è condotto con l'ausilio del programma ENG-PRELIM di SigmaC Software e di un foglio di calcolo Excel prodotto dalla scrivente.

Tabella 11-7: Azioni di taglio agenti (V_{Ed}) e resistenti (V_{Rd}) a lungo termine delle colonne della casa di guardia

Colonna tipo	Taglio agente (V_{Ed})		Taglio resistente ($ V_{Rd} $)	
	x	y	x	y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	25	11	81	76
2	5	23	54	55
3	47	7	121	79

Come appare chiaro dalla tabella di sopra, le verifiche a taglio di tutte le colonne sono soddisfatte, anche a lungo termine, senza l'ausilio di armatura specifica a taglio (staffatura).

11.2.3. Conclusioni



Nel seguito vengono riassunti i risultati principali delle **verifiche sismiche (SLV)** effettuate sulla casa di guardia della diga Gibbesi.

Per quanto riguarda le verifiche a **breve termine**, ovvero utilizzando le caratteristiche delle sezioni come da progetto:

- Le 6 colonne risultano tutte verificate sia a flessione che a taglio.
- Le pareti verticali risultano verificate sia a flessione che a taglio.
- Per il modello di parete tozza, non risultano verificate solamente le pareti n° 3, 5 e 10, ovvero tre delle quattro pareti più corte che sono orientate parallelamente all'asse X e che, come ci si aspettava, entrano in crisi nel momento in cui la struttura fosse colpita da un sisma proprio in questa direzione.

Per quanto riguarda le verifiche a **lungo termine**, ovvero imponendo una riduzione di 2 mm al diametro di ogni barra d'armatura contenuta in ogni sezione:

- Le colonne risultano tutte verificate sia a flessione che a taglio tranne la n° 3.
- Le pareti verticali risultano verificate a taglio ma non verificate a flessione, anche se di poco.
- Per il modello di parete tozza, non risultano verificate le pareti n° 3, 4, 5, 7 e 10. Queste pareti, ad eccezione della n° 4 sono disposte parallelamente all'asse X e, quindi, si trovano ad assorbire tutta l'azione sismica in tale direzione.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 92 di 94</p>

12. PROPOSTA TECNICA DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'OPERA

Dalle verifiche svolte sulla struttura della casa di guardia risultano alcune carenze, dal punto di vista sismico, su alcune pareti verticali della struttura. Inoltre, dai sopralluoghi effettuali, è emerso che alcune parti della struttura mostrano evidenti segni di degrado che devono essere risolti.

Quindi, alla luce di queste evidenze, si propone il seguente intervento:

- Ringrosso delle pareti indicate in rosso in Figura 12.1. In particolare, si dovrà aumentare lo spessore di tali pareti con 10 cm di c.a. inghisato alla struttura esistente.
- Rifacimento dello strato di copriferro su tutte le parti della struttura in cui esso risulta ammalorato o distaccato. Si dovrà prevedere la sostituzione delle barre d'armature corrose nei punti in cui il copriferro è saltato. Questo intervento è da considerare di manutenzione straordinaria della struttura per garantirle una vita nominale ulteriore di 50 anni.

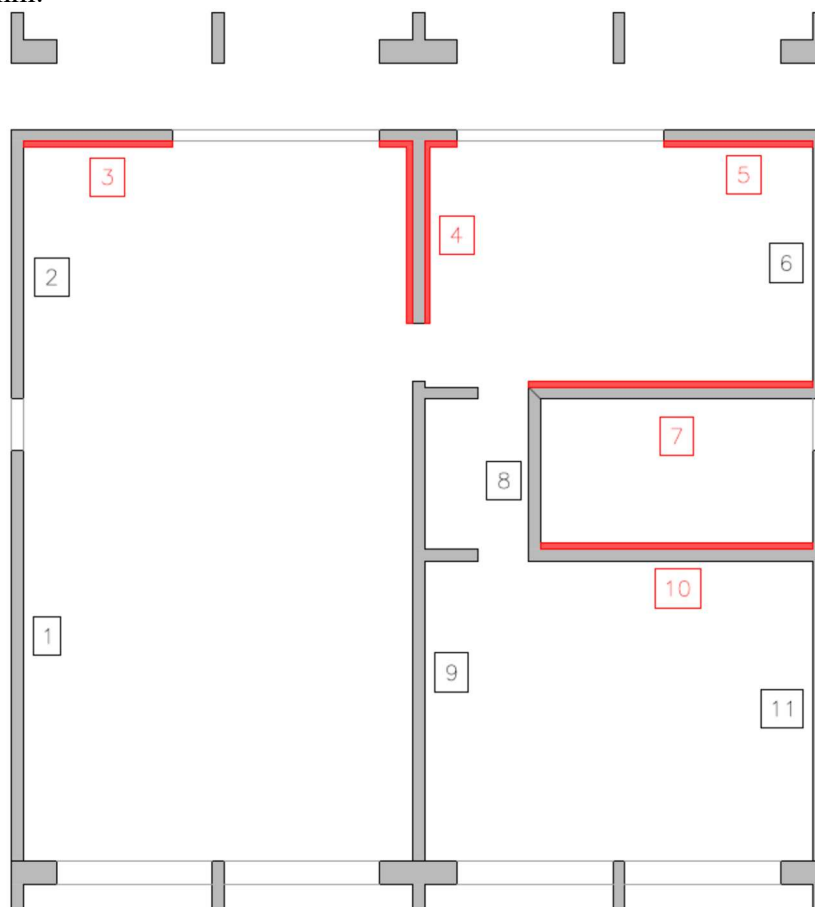





Figura 12.1: Pianta della casa di guardia con indicazione delle pareti verticali da ingrossare

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 93 di 94</p>

Inoltre, considerando che le verifiche del solaio del primo piano sono soddisfatte con un basso margine di sicurezza (si veda, ad esempio, § 11.1.1.4) si prevede di rinforzare la piastra in c.a. attraverso la messa in opera di travi in acciaio in direzione x che sostengano, da sotto, il peso dell'orizzontamento. Operando in questo modo le piastre risultano meno sollecitate e, quindi, le verifiche soddisfatte con margini ben più alti.

Non si ritiene necessario applicare lo stesso intervento al solaio di copertura in quanto decisamente meno caricato del primo.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>CASA DI GUARDIA</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-215-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 94 di 94</p>

13. STIMA ECONOMICA DELL'INTERVENTO PROPOSTO PER LA MESSA IN SICUREZZA SISMICA DELL'OPERA

Si riporta, di seguito, la stima economica dell'intervento proposto e descritto riportato nel precedente capitolo, per la messa in sicurezza sismica della casa di guardia della diga Gibbesi.

A) Demolizione dell'intonaco sulla superficie delle pareti da rinforzare

- Rimozione intonaco
- Trasporto e conferimento a discarica, con relativi oneri, del materiale di risulta

Totale A) € 5,000.00

B) Approntamento, nolo, manutenzione e smontaggio di ponteggi

Totale B) € 15,000.00

C) Ringrosso delle pareti verticali non verificate sismicamente

- Fornitura di casseforme
- Posa in opera di calcestruzzo e barre d'armatura
- Esecuzione di inghisaggi sulla struttura esistente
- Posa in opera di intonaco di finitura sulle nuove superfici

Totale C) € 50,000.00

D) Fornitura e montaggio della struttura metallica di rinforzo al solaio

- Fornitura della carpenteria metallica
- Zincatura a caldo delle opere metalliche
- Trattamento con primer e verniciatura delle opere metalliche
- Montaggio in opera della carpenteria metallica

Totale D) € 35,000.00

E) Risanamento dei copriferrì ammalorati sul 20% della superficie esterna della struttura

Totale E) € 15,000.00

TOTALE STIMA € 120,000.00

(Totale stima: euro CENTOVENTIMILA/00)