

POLITECNICO DI MILANO

Scuola di Ingegneria Edile – Architettura

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi



**PROGETTAZIONE SISMICA DI UN EDIFICIO
PREFABBRICATO CON APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI**
Confronto tecnico-prestazionale ed economico
con la progettazione tradizionale

Relatore: Prof. Ing. Sergio Tattoni
Correlatore: Dott. Ing. Michele Fringuelli

Tesi di Laurea Magistrale di:

Fabio Wasswa Mainini
Mat. 787173

Anno Accademico 2013–2014

3 Ottobre 2014

Politecnico di Milano, Milano

Alla mia famiglia

Non ho particolari talenti, sono solo appassionatamente curioso.

(Albert Einstein, Lettera a Carl Seelig, 11 marzo 1952).

Ringraziamenti:

I primi ringraziamenti vanno, ovviamente, a tutta la mia famiglia. A Mamma e Papà perché la mamma è sempre la mamma e papà...è sempre papà; a Madda e Luca che ogni giorno vi tocca (ma hanno anche l'onore) di sopportarmi.
Grazie.

In secondo luogo vorrei porgere i più sentiti ringraziamenti al Professor Tattoni che in poche ore di lezione ha saputo trasmettermi la passione per questa materia, per i preziosi consigli e l'aiuto datomi in questi mesi. Un Grazie particolare va anche, e soprattutto, al Professor Fringuelli per avermi dato la possibilità di affrontare un tema così interessante con il suo supporto, l'esperienza e la professionalità oltre che per la disponibilità e la pazienza dimostratami.
Grazie.

Ringrazio inoltre Peppe e tutto lo *studio Metastasio*, luogo di "lavoro" ma anche di condivisione e confronto delle proprie esperienze. Mi avete sempre accolto a braccia aperte dandomi tante opportunità di crescita formativa e personale.
Grazie.

Non dimentico affatto "*gli Edili*" è stato un piacere condividere questi anni tra progetti, notti insonni, studio, litigate, pianti e...gastriti a metà luglio all'alba della consegna. Perché devo ammetterlo, Dani, Tere, Fabrice, Silvia Save, Sabri, Cate, Poppa, Simo, Maria, Teo e Paola, dopotutto stare con voi era più bello.
Grazie.

A voi del *Poli*, compagnia sempre presente ed indispensabile per la vita.
Grazie

Doy un paso atrás en el tiempo y me doy cuenta de que sigo pensando con cariño en "*los de Madrid*". En el maravilloso año pasado viviendo en el piso de Moncloa, en las grandes cenas con los amigos, en los partidos de call of duty el miércoles por la noche hasta las 4 de la madrugada, en los kg acumulados en tan pocos meses, en las noches de fiestas con los Erasmus, en los pijamas en el congelador y en la carta de nuestra vecina de piso...Gracias Tommi y Virgi, por vuestra grande amistad; gracias Kenia, Paloma y Elena Méndez que, con vuestros mensajes, me hacéis sentir uno de vosotros; gracias Elena Guti por tu sonrisa; gracias Canario por tu simpatía... Y por haberme roto la nariz! Gracias de corazón, porque sin ti no habría conocido a tantas personas maravillosas. Gracias a "mis mujeres": la hermosa Annina, Olli, Giuditta, Livia y Zadie. Gracias a Jorge F.T., Matu, Manuel, Carmen, Marina y sus estupendos ojos cautivadores, Manu Flo, Peco, Giacomo Rana, Pili, Clara Sierra, María Garcés y su familia, Alejandro y Dani, mis compañeros de Uni, María, Leticia, Rocío y Anna...Me paro aquí y no cito a todos, pero es como si lo hubiera hecho, solo porque son demasiados los amigos encontrados en mi camino.
Muchísimas Gracias.

Perché non citare anche voi "*quelli della Biblio*", sì, quelli beceri, quelli molesti: Albi e gigi in primis, Emi, Colli, Niccio, XX e Rugge (l'unico con un pizzico di ragione), quelli che, mentre tu

cerchi di scrivere la tesi, fanno pausata fuori sulla panca e se la ridono a crepelle mugugnando:
“Vüüüüüüüsèèèttttt”, quelli delle bolle, delle scommesse, delle sizze, dei sorbetti, della samba,
quelli delle pause caffè infinite (loro vivono in “pausa”). Non so in che modo, ma anche voi avete
dato qualcosa per questa tesi.

Grazie

...E tranquilli che non mi sono scordato di voi. Maso, Ale, Silvia, Marghe, Simo, De, Mo, Max,
Biffi, Marti-go, Ste, Daphne, Chiara e Marco, conosciuti grazie allo sp...ritz!!! Grandi amicizie
coltivate tra tornei di beach, 24 ore, regali/feste di compleanno e “Bibioni” indimenticabili. Amici
come se non ci fosse un domani.

Grazie

Grazie anche a Trenord (...e alle vecchie ferrovie dello stato) sempre “puntuale” a farmi arrivare in
ritardo e a farmi incazzare il lunedì alle 7:30; alle 4 bici, 1 sellino, 2 ruote, 1 campanello ed i
parafanghi nuovi che mi hanno rubato in stazione; alle mille tavole dimenticate sul treno; al mio
computer che una settimana prima ha deciso di non accendersi, a Siack, ad Ingegneria che mi ha
dato tanto ma che mi ha anche fatto perdere la vista ed un sacco di serate con amici; ai miei capelli
che dopo sì tanto studio ancor mi fan compagnia al loro posto; ai 2 di ♠ ricevuti...ma anche dati;
alle ore di sonno rubate dallo studio; agli zii, nonni, nipoti (che ancora non ho), ai cugini, al gatto, al
topo, al pettirosso, ai sauri, alla moto, al bel tempo di Milano, al mio letto, a tu che stai leggendo,
alla “Saur Ball”, a Mesh e le vacanze sul Conero, a quelli che non mi sono ricordato di
scrivere...eeeeee a Pannula, compagno del treno di ritorno per casa.

Grazie

Ed in fine a Pegga, semplicemente un vero Amico.

Grazie.

Fabio

INDICE	
INDICE	1
INDICE DELLE FIGURE:	4
INDICE DELLE TABELLE:	7
ABSTRACT	11
1. INTRODUZIONE	12
1.1. Il comparto della prefabbricazione in Italia	12
1.2. Problematiche	15
1.3. Obiettivi e fasi del lavoro	20
2. CASO DI STUDIO	21
2.1. Descrizione	21
2.1.1. Descrizione dell'opera	21
2.1.2. Terreno di fondazione	24
2.1.3. Schema statico	24
2.1.4. Elementi tecnici strutturali	26
2.1.5. Collegamenti	27
2.1.6. Caratteristiche dei materiali	28
2.2. Analisi dei carichi	29
2.2.1. Azioni gravitazionali	29
2.2.2. Azione dovute al vento	31
2.2.3. Azione sismica	34
2.3. Predimensionamento degli elementi strutturali	36
2.4. Progettazione sismica secondo "NTC 2008"	38
2.4.1. Metodo di progettazione	38
2.4.2. Regolarità strutturale	40
2.4.3. Criteri di modellazione	50
2.4.4. Modellazione della struttura	51
2.4.5. Modellazione delle azioni	55
2.4.6. Combinazione	57
2.4.7. Analisi modale	57
2.4.8. Verifiche allo stato limite di danno (SLD)	58
2.4.9. Non linearità meccanica	59

2.4.10.	Non linearità geometrica-Effetti PD	60
2.4.11.	Tagli di piano	62
2.4.12.	Premesse alla progettazione	63
2.4.13.	Progetto e verifica degli elementi verticali	63
2.4.14.	Progetto delle connessioni	67
2.4.15.	Progetto delle strutture di fondazione	70
2.4.16.	Progetto del setto S6	79
2.4.17.	Progetto dei pannelli prefabbricati	81
2.5.	Considerazioni sulla progettazione tradizionale	83
2.6.	Progettazione agli spostamenti	84
2.6.1.	Metodo di progettazione	84
2.6.2.	Premesse alla progettazione	86
2.6.3.	Definizione dello stato limite e del livello di performance	87
2.6.4.	Spostamento di progetto	89
2.6.5.	Altezza e masse effettive	90
2.6.6.	Duttilità	90
2.6.7.	Smorzamento equivalente	90
2.6.8.	Periodo equivalente	90
2.6.9.	Rigidezza equivalente	91
2.6.10.	Taglio alla base	91
2.6.11.	Riprogettazione della struttura	92
2.6.12.	Effetti PD	93
2.6.13.	Premesse alla progettazione	94
2.6.14.	Progetto e verifica degli elementi verticali	94
2.6.15.	Progetto delle connessioni	98
2.6.16.	Progetto delle strutture di fondazione	100
2.7.	Considerazioni sulla progettazione agli spostamenti	107
2.8.	Analisi dinamiche non lineari	108
2.8.1.	Modellazione della struttura	108
2.8.2.	Modellazione delle azioni	111
2.8.3.	Risultati delle analisi non lineari	113
2.9.	Analisi dei costi strutturali	118

2.10.	Conclusioni.....	121
3.	SOLUZIONE STRUTTURALE ALTERNATIVA.....	122
3.1.	Procedura esecutiva	122
3.2.	Schema statico	122
3.3.	Progettazione alle forze.....	124
3.3.1.	Fattore di struttura	124
3.3.2.	Periodi e modi di vibrare	125
3.3.3.	Drift	126
3.3.4.	Tagli di piano elastici	126
3.3.5.	Geometrie degli elementi.....	127
3.4.	Progettazione agli spostamenti	127
3.4.1.	Stato limite e livello di performance	128
3.4.2.	Spostamento di progetto, periodo e tagli direzione x	129
3.4.3.	Spostamento di progetto, periodo e tagli direzione y	131
3.4.4.	Geometrie degli elementi.....	133
3.5.	Progetto delle connessioni	133
3.6.	Analisi dinamiche non lineari	135
3.6.1.	Risultati delle analisi non lineare.....	136
3.7.	Analisi dei costi strutturali	141
3.8.	Considerazione sulla soluzione strutturale alternativa.....	144
4.	CONCLUSIONI.....	145
5.	MIGLIORAMENTI E SVILUPPI FUTURI.....	146
6.	BIBLIOGRAFIA.....	147
7.	ALLEGATI.....	150

INDICE DELLE FIGURE:

<i>Figura 1:</i> Mappatura dei prefabbricatori Italiani [Assobeton]	12
<i>Figura 2:</i> Principali prefabbricatori Italiani [Assobeton].....	13
<i>Figura 3:</i> In senso orario: Edificio industriale monopiano, struttura pluripiano, edificio zootecnico	14
<i>Figura 4:</i> Edificio industriale ed edificio commerciale pluripiano	14
<i>Figura 5:</i> Perdita di appoggio della trave e rottura della forcella in testa al pilastro	16
<i>Figura 6:</i> Perdita di verticalità dei pilastri.....	16
<i>Figura 7:</i> Scorrimento e ribaltamento della trave	16
<i>Figura 8:</i> Ribaltamento fuori piano dei pannelli verticali.....	17
<i>Figura 9:</i> Ribaltamento di pannelli nervati verticali	17
<i>Figura 10:</i> Collasso pannello orizzontale superiore.....	17
<i>Figura 11:</i> Meccanismi di rottura delle connessioni dei pannelli	18
<i>Figura 12:</i> Meccanismi di rottura delle connessioni pannello-struttura.....	18
<i>Figura 13:</i> Evoluzione della normativa italiana sulle costruzioni in zona sismica [Assobeton].....	19
<i>Figura 14:</i> Pianta impalcato piano copertura	22
<i>Figura 15:</i> Pianta impalcato piano primo.....	22
<i>Figura 16:</i> Sezione A-A'	23
<i>Figura 17:</i> sezione B-B'.....	23
<i>Figura 18:</i> Plinto a pozzetto gettato in opera e telaio prefabbricato	25
<i>Figura 19:</i> Dettagli di connessione trave-pilastro e solaio alveolare-trave.....	25
<i>Figura 20:</i> Sezione trasversale solaio alveolare prefabbricato.....	26
<i>Figura 21:</i> Sezione trasversale trave a "L"	26
<i>Figura 22:</i> Sezione trasversale sezione a "T".....	26
<i>Figura 23:</i> Andamento del profilo delle pressioni del vento.....	32
<i>Figura 24:</i> Spettro di pseudo-accelerazione SLD, SLV elastico e di progetto	35
<i>Figura 25:</i> Spettro elastico di spostamento	35
<i>Figura 26:</i> Tabella di predimensionamento solaio alveolare [8]	36
<i>Figura 27:</i> Tabelle di predimensionamento di travi a "T" e "L"	37
<i>Figura 28:</i> Diagramma di flusso della progettazione sismica tradizionale (Forced-Based design) [12].....	39
<i>Figura 29:</i> a) Incatenamenti per azioni accidentali. Fig 9.15 EC-2 b) Zone di verifica di resistenza degli impalcati.....	42
<i>Figura 30:</i> Rappresentazione vettoriale degli sforzi sulla copertura, componenti di trazione e di compressione	44
<i>Figura 31:</i> Rappresentazione vettoriale dell'andamento degli sforzi di compressione in prossimità del vano scala.....	44
<i>Figura 32:</i> Rappresentazione vettoriale dell'andamento degli sforzi di trazione in prossimità del vano scala.....	45

<i>Figura 33: Modello di analisi S&T della zona in prossimità dell'apertura del vano scala</i>	45
<i>Figura 34: Armature di coronamento del vano scala (vedi Tav 5)</i>	46
<i>Figura 35: Dettagli di armatura dei solai. Cortesia di MTS Engineering Srl.</i>	47
<i>Figura 36: Schema per la modellazione delle mensole</i>	52
<i>Figura 37: Modello equivalente per la stima della discretizzazione della massa</i>	54
<i>Figura 38: Modello 3D dell'edificio agli elementi finiti (7340 nodi)</i>	55
<i>Figura 39: Spettro di progetto in accelerazione</i>	57
<i>Figura 40: Effetti del secondo ordine</i>	61
<i>Figura 41: Diagramma dei tagli e dei momenti dei pilastri</i>	64
<i>Figura 42: Dominio di resistenza sezione 1</i>	65
<i>Figura 43: Dominio di resistenza, sezione 2</i>	65
<i>Figura 44: Dominio di resistenza, sezione 3</i>	66
<i>Figura 45: Dominio di resistenza, sezione 4</i>	66
<i>Figura 46: Modello puntoni tiranti per armatura principale-NTC 08</i>	68
<i>Figura 47: Modello puntoni tiranti per armatura secondaria- EC 2</i>	68
<i>Figura 48: Modello di calcolo delle azioni agenti sulle pareti del bicchiere</i>	71
<i>Figura 49: Diagramma riassuntivo dei domini di resistenza del plinto</i>	77
<i>Figura 50: Concetti base dell'approccio alle forze [12]</i>	84
<i>Figura 51: Spettro elastico di spostamento</i>	90
<i>Figura 52: Diagramma dei tagli e dei momenti dei pilastri</i>	95
<i>Figura 53: Dominio di resistenza sezione 1</i>	96
<i>Figura 54: Dominio di resistenza, sezione 2</i>	96
<i>Figura 55: Dominio di resistenza, sezione 3</i>	97
<i>Figura 56: Dominio di resistenza, sezione 4</i>	97
<i>Figura 57: Modello puntoni tiranti per armatura principale-NTC 08</i>	100
<i>Figura 58: Modello puntoni tiranti per armatura secondaria- EC 2</i>	100
<i>Figura 59: Modello di calcolo delle azioni agenti sulle pareti del bicchiere</i>	101
<i>Figura 60: Diagramma momento curvatura del pilastro 70x70 cm</i>	109
<i>Figura 61: Modello di isteresi tipo Takeda</i>	110
<i>Figura 62: Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni</i>	111
<i>Figura 63: Confronto tra spettro elastico di riferimento e spettri reali</i>	112
<i>Figura 64: Legenda</i>	113
<i>Figura 65: Time history in spostamento del punto di controllo, FBD</i>	117
<i>Figura 66: Time history in spostamento del punto di controllo, DDBD</i>	117
<i>Figura 67: Grafico di confronto dei costi strutturali</i>	120
<i>Figura 68: Edifici con sistema strutturale misto pareti-pilastri</i>	123
<i>Figura 69: Sezione strutturale</i>	124
<i>Figura 70: Spettro di progetto orizzontale</i>	125
<i>Figura 71: Spettro elastico in spostamento</i>	128
<i>Figura 72: Spettro di progetto in spostamento</i>	130

<i>Figura 73</i> : Riprese di getto tra pilastro prefabbricato e parete in opera.....	134
<i>Figura 74</i> : Diagramma Momento-Curvatura del setto 250x30 cm.....	136
<i>Figura 75</i> : Legenda	136
<i>Figura 76</i> : Grafico di confronto dei costi strutturali	143

INDICE DELLE TABELLE:

<i>Tabella 1:</i> Proprietà meccaniche del calcestruzzo.....	28
<i>Tabella 2:</i> Proprietà meccaniche acciaio per armatura.....	29
<i>Tabella 3:</i> Proprietà meccaniche acciaio per connessioni.....	29
<i>Tabella 4:</i> Condizioni caratteristiche di clima, esposizione, precipitazione, forma e valore del carico variabile della neve	31
<i>Tabella 5:</i> Tabella riassuntiva dei carichi statici	31
<i>Tabella 6:</i> Valori caratteristici delle pressioni del vento.....	32
<i>Tabella 7:</i> Azioni del vento in direzione X.....	33
<i>Tabella 8:</i> Azioni del vento in direzione Y	33
<i>Tabella 9:</i> Parametri di sito	34
<i>Tabella 10:</i> Caratteristiche geometriche delle sezioni.....	37
<i>Tabella 11:</i> Punti di controllo.....	41
<i>Tabella 12:</i> Pesi e masse sismiche piano primo	48
<i>Tabella 13:</i> Pesi e masse sismiche piano copertura.....	48
<i>Tabella 14:</i> Riassunto pesi e masse sismiche	48
<i>Tabella 15:</i> Metodi di analisi e tipi di modelli ammessi dalle norme in funzione della regolarità dell'edificio	49
<i>Tabella 16:</i> Spessore equivalente del solai.....	52
<i>Tabella 17:</i> Periodi dei modi di vibrare e masse partecipanti della struttura	58
<i>Tabella 18:</i> Verifica del drift direzione "X"	58
<i>Tabella 19:</i> Verifica del drift direzione "Y"	58
<i>Tabella 20:</i> Verifica del drift direzione "X"	59
<i>Tabella 21:</i> Verifica del drift direzione "Y"	59
<i>Tabella 22:</i> Momenti di inerzia ridotti per elementi fessurati [Paulay e Priestley, 1992][9]	59
<i>Tabella 23:</i> Coefficiente teta direzione "X"	61
<i>Tabella 24:</i> Coefficiente teta direzione "Y"	61
<i>Tabella 25:</i> coefficiente teta direzione "X"	62
<i>Tabella 26:</i> Coefficiente teta direzione "Y"	62
<i>Tabella 27:</i> Tagli di piano elastici	62
<i>Tabella 28:</i> Forze di piano di progetto con $q=2.1$ ed effetti PD compresi	63
<i>Tabella 29:</i> Calcolo dei tagli sui pilastri secondo i criteri di gerarchia delle resistenze	64
<i>Tabella 30:</i> Tabelle riassuntive delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri.....	67
<i>Tabella 31:</i> Coefficiente di ripartizione delle azioni taglianti sugli spinotti	69
<i>Tabella 32:</i> Caratteristiche geometriche e armature del bicchiere.	71
<i>Tabella 33:</i> Valori di resistenza delle pareti del bicchiere	72
<i>Tabella 34:</i> Caratteristiche geometriche delle ciabatte di fondazione.....	72

<i>Tabella 35: Parametri e risultati della verifica a scorrimento orizzontale delle fondazioni</i>	73
<i>Tabella 36: Parametri e risultati della verifica a ribaltamento di corpo rigido</i>	73
<i>Tabella 37: Azioni statiche sollecitanti</i>	74
<i>Tabella 38: Coefficienti di capacità portante e coefficienti correttivi</i>	74
<i>Tabella 39: Capacità portanti dei plinti</i>	74
<i>Tabella 40: Azioni sismiche sollecitanti</i>	75
<i>Tabella 41: coefficienti di capacità portante e coefficienti correttivi</i>	75
<i>Tabella 42: capacità portanti dei plinti</i>	75
<i>Tabella 43: Azioni sollecitanti delle ciabatte</i>	76
<i>Tabella 44: Ferri di armatura dei plinti</i>	76
<i>Tabella 45: Resistenza a punzonamento, diagramma del rapporto tra taglio agente e taglio resistente in funzione del rapporto tra altezza della ciabatta e distanza del perimetro critico</i>	77
<i>Tabella 46: Pressioni di contatto</i>	78
<i>Tabella 47: Azioni sollecitanti</i>	78
<i>Tabella 48: Armatura dei cordoli</i>	79
<i>Tabella 49: Dimensionamento cordoli di collegamento tra fondazioni</i>	79
<i>Tabella 50: Masse di piano</i>	80
<i>Tabella 51: Azioni sismiche</i>	80
<i>Tabella 52: Caratteristiche geometriche e dinamiche del pannello di chiusura verticale e relative azioni di progetto</i>	82
<i>Tabella 53: Azioni sul pannello e sui connettori</i>	82
<i>Tabella 54: Azioni resistenti del pannello</i>	83
<i>Tabella 55: determinazione del drift di progetto</i>	88
<i>Tabella 56: Profili di spostamento e spostamento di progetto</i>	89
<i>Tabella 57: Risultati</i>	92
<i>Tabella 58: Determinazione del drift di progetto</i>	93
<i>Tabella 59: Risultati</i>	93
<i>Tabella 60: Calcolo dei tagli sui pilastri con i criteri di gerarchia delle resistenze</i>	95
<i>Tabella 61: Tabelle riassuntive delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri</i>	98
<i>Tabella 62: Coefficiente di ripartizione delle azioni taglienti sugli spinotti</i>	99
<i>Tabella 63: Caratteristiche geometriche e armature del bicchiere</i>	102
<i>Tabella 64: Valori di resistenza delle pareti del bicchiere</i>	102
<i>Tabella 65: Caratteristiche geometriche delle ciabatte di fondazione</i>	103
<i>Tabella 66: Parametri e risultati della verifica a scorrimento orizzontale delle fondazioni</i>	103
<i>Tabella 67: Parametri e risultati della verifica a ribaltamento di corpo rigido</i>	103
<i>Tabella 68: Azioni statiche sollecitanti</i>	104
<i>Tabella 69: Coefficienti di capacità portante e coefficienti correttivi</i>	104
<i>Tabella 70: Capacità portanti dei plinti</i>	105

<i>Tabella 71:</i> Azioni sismiche sollecitanti	105
<i>Tabella 72:</i> Coefficienti di capacità portante e coefficienti correttivi.....	105
<i>Tabella 73:</i> capacità portanti dei plinti	105
<i>Tabella 74:</i> Azioni sollecitanti delle ciabatte	106
<i>Tabella 75:</i> Ferri di armatura dei plinti	106
<i>Tabella 76:</i> Resistenza a punzonamento, diagramma del rapporto tra taglio agente e taglio resistente in funzione del rapporto tra altezza della ciabatta e distanza del perimetro critico	107
<i>Tabella 77:</i> Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati.....	112
<i>Tabella 78:</i> Valori di spostamento direzione x e y, FBD	113
<i>Tabella 79:</i> Valori di spostamento direzione y, DDBD	114
<i>Tabella 80:</i> Valori di drift interpiano direzione x e y, FBD	115
<i>Tabella 81:</i> Valori di drift interpiano dir x, DDBD.....	116
<i>Tabella 82:</i> Prezzi unitari dei materiali	118
<i>Tabella 83:</i> Volumi di calcestruzzo e Kg di acciaio parziali e totali degli elementi strutturali.....	119
<i>Tabella 84:</i> Volumi di calcestruzzo e Kg di acciaio parziali e totali degli elementi strutturali.....	119
<i>Tabella 85:</i> Costi parziali e totali degli elementi strutturali	120
<i>Tabella 86:</i> Periodi e masse partecipanti dei modi di vibrare	125
<i>Tabella 87:</i> Verifica del drift direzione "X"	126
<i>Tabella 88:</i> Verifica del drift direzione "Y"	126
<i>Tabella 89:</i> Tagli di piano elastici	126
<i>Tabella 90:</i> Tagli alla base dei setti	126
<i>Tabella 91:</i> Dimensioni geometriche degli elementi.....	127
<i>Tabella 92:</i> Drift di progetto.....	128
<i>Tabella 93:</i> Profili di spostamento e spostamento di progetto	129
<i>Tabella 94:</i> Risultati	129
<i>Tabella 95:</i> Risultati	131
<i>Tabella 96:</i> Profili di spostamento e spostamento di progetto	131
<i>Tabella 97:</i> Risultati	131
<i>Tabella 98:</i> Spettro di progetto in spostamento.....	132
<i>Tabella 99:</i> Risultati	132
<i>Tabella 100:</i> Taglio alla base dei setti	133
<i>Tabella 101:</i> Geometrie degli elementi	133
<i>Tabella 102:</i> Sistemi di continuità tipo Halfen HBS	135
<i>Tabella 103:</i> Valori medi di spostamento direzione x e y, FBD	137
<i>Tabella 104:</i> Valori di spostamento direzione y, DDBD	138
<i>Tabella 105:</i> Valori di drift interpiano direzione x e y, FBD	139
<i>Tabella 106:</i> Valori di drift interpiano dir x, DDBD.....	140
<i>Tabella 107:</i> Prezzi unitari dei materiali	141

<i>Tabella 108: Volumi di calcestruzzo e Kg di acciaio parziali e totali degli elementi strutturali.....</i>	142
<i>Tabella 109: Volumi di calcestruzzo e Kg di acciaio parziali e totali degli elementi strutturali.....</i>	142
<i>Tabella 110: Costi parziali e totali degli elementi strutturali</i>	143
<i>Tabella 111: Confronto tra le soluzioni analizzate.....</i>	145

ABSTRACT

Il lavoro sviluppato in questa Tesi di Laurea Magistrale si inserisce nell'ambito della progettazione sismica di edifici. L'elaborato ha lo scopo di fornire uno studio sul comportamento e sul possibile miglioramento delle performance strutturali di edifici prefabbricati a seguito di una progettazione fondata su un approccio differente dal quello tradizionale basato sugli spostamenti e non più sulle forze. A fronte di un'indagine iniziale sulle caratteristiche e sulle problematiche principali di questa tipologia di edifici, si è proceduto effettuando la progettazione sismica di un fabbricato secondo i due differenti metodi confrontandoli poi sia in termini di performance strutturale, tramite analisi non lineari, sia in termini di costi. Si è in seguito proposto una forma strutturale alternativa per valutarne il differente comportamento cercando di migliorarne la risposta sismica rispetto a quella precedente. Particolare attenzione è stata posta agli aspetti prestazionali dell'intera struttura cercando quindi di controllarne la flessibilità e le deformazioni tentando però di limitarne allo stesso tempo i costi strutturali.

1. INTRODUZIONE

1.1. Il comparto della prefabbricazione in Italia

Dalle pavimentazioni prefabbricate, ai pali delle linee a bassa tensione, passando per le tubazioni sotterranee di fognature e reti idriche oltre che per le strutture portanti e le chiusure di edifici commerciali ed industriali: l'edilizia industrializzata in calcestruzzo è oggi fortemente sviluppata sia in Italia che all'estero e fa ormai parte della realtà costruttiva del nostro paese. Anche se in maniera marginale, l'attività della prefabbricazione vede i suoi albori già negli anni venti e trenta in cui piccole aziende già si cimentavano nella produzione di blocchi in calcestruzzo per murature e nella fabbricazione di pali e travetti prefabbricati per solai, noti anche come travetti Varese. Il percorso evolutivo della prefabbricazione vede però la sua massima espansione nel periodo del secondo dopoguerra. La necessità della ricostruzione del patrimonio edilizio in tempi brevi ed a costi contenuti, accompagnata da uno spirito pionieristico e dalla forte intraprendenza degli ingegneri, oltre che dallo sviluppo di adeguate macchine per la movimentazione di carichi elevati, ha portato quello che è stato lo sviluppo della prefabbricazione della seconda metà del XX secolo soprattutto in ambito strutturale, conquistando la quasi totalità del mercato delle costruzioni industriali (80-85%) e in parte anche quelle infrastrutturali. Oggi all'interno del settore delle costruzioni, quelle prefabbricate, presentano ancora un'ampia diffusione anche se un forte calo della produzione si sta registrando negli ultimi anni: la contrazione del fatturato del comparto è di circa 47 punti percentuali nel triennio 2009-2011[2]¹. Il maggior impiego avviene per quelle categorie di edifici adibiti ad uso industriale, logistico, di stoccaggio e zootecnico oltre a quelli ad uso commerciale che ormai si sono diffuse largamente grazie anche alla grande varietà di schemi strutturali e possibili soluzioni costruttive.

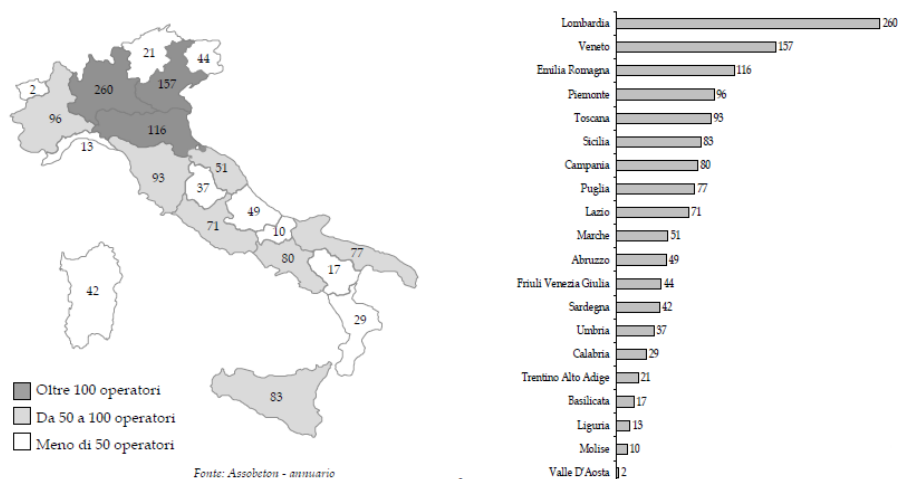


Figura 1: Mappatura dei prefabbricatori Italiani [Assobeton]

¹ Assobeton, Associazione Nazionale Industria Manufatti Cementizi, nel 2012 ha mappato sul territorio italiano più di 1000 produttori di manufatti cementizi così ripartiti: 562 al Nord, 326 al Sud e Isole e 213 al Centro, Fig. 1 e 2, per un volume d'affari stimato in circa 4 mld di €. [2]



Figura 2: Principali prefabbricatori Italiani [Assobeton]

In Italia le strutture prefabbricate sono maggiormente utilizzate nel settore industriale, dove è necessario disporre di ampi spazi, e, quindi, di strutture con larghe campate e piante regolari. Queste sono realizzate principalmente ad ossatura portante con elementi a sviluppo lineare; meno utilizzate, invece, sono le tipologie di edifici in cui l'ossatura portante è formata con elementi di telai rigidi oppure a setti. Lo schema strutturale, sia per edifici ad un solo piano sia per quelli pluripiano caratterizzati generalmente da un massimo di due o tre impalcati, risulta essere quello a pilastri incastrati alla base con travi appoggiate ed incernierate a questi tramite apposite mensole, spinotti verticali od orizzontali oppure tramite collegamenti posti nello spessore della soletta. Per queste tipologie costruttive inoltre sono comuni l'utilizzo di coperture piane o a doppia pendenza sia per luci modeste che per luci grandi. A queste vengono associate solitamente elementi orizzontali alveolari o a tegolo, ed elementi verticali di chiusura di tipo monolitico, alleggeriti o a strati (sandwich) connessi puntualmente alla struttura. Le

geometrie, solitamente molto regolari, si discostano difficilmente dalla pianta quadrata o rettangolare proprio per la forte modularità che caratterizza gli elementi strutturali e per la tipologia edilizia in cui vengono principalmente utilizzati.



Figura 3: In senso orario: Edificio industriale monopiano, struttura pluripiano, edificio zootecnico



Figura 4: Edificio industriale ed edificio commerciale pluripiano

Queste caratteristiche, anche se non esaustive per descrivere la totalità delle tipologie strutturali presenti su territorio nazionale, ne descrivono però un buon campione rappresentativo, sia in termini architettonico-tecnologico, sia in termini di comportamento strutturale. La resistenza e la stabilità nei confronti delle azioni orizzontali, infatti, nella quasi totalità dei casi viene affidata ai soli pilastri che,

generalmente ipotizzati incastrati alla base, devono essere progettati in modo tale da poter offrire un sufficiente grado di duttilità e capacità dissipativa durante la sollecitazione sismica. Il comportamento “a mensola”, la collocazione e lo scarso numero di zone dissipative che caratterizzano questa tipologia di edifici comportano quindi una considerevole flessibilità dell'intera struttura. Nella maggior parte dei casi, infatti, la progettazione sembra essere governata non tanto dalla resistenza ultima dei materiali quanto dai limiti imposti per il controllo degli effetti del secondo ordine oppure dalla limitazione delle deformazioni per il contenimento dei danni agli elementi non strutturali. Proprio in questi parametri di controllo, infatti, si devono andare a ricercare le principali cause dei disastri che hanno sconvolto il territorio Emiliano nel 2012.

1.2. Problematiche

Le principali problematiche che interessano gli edifici prefabbricati, alla luce di quanto accaduto in Abruzzo nel 2009 ed in Emilia nel 2012, è da ricercare nella mancanza, nell'inadeguatezza o nell'inefficacia delle connessioni tra elementi strutturali per lo più realizzate a secco e di carattere discontinuo. Mancanza di collegamenti tra travi, pilastri ed elementi di copertura, interazione con elementi di tamponamento rigidi (pareti in blocchi), dettagli con carenze in termini di resistenza e duttilità opportune che non consentono spostamenti relativi o vincoli dotati di eccessiva rigidità non compatibili con la richiesta di spostamento sono quindi le principali cause di risposte sismiche inadeguate.

Le seguenti immagini mostrano le principali criticità e i danni registrati; si vede come i danni più diffusi siano quelli legati a fenomeni di perdita di appoggio degli elementi strutturali in caso di connessioni attritve trave-pilastro o copertura-trave, ed al collasso delle connessioni metalliche che collegano le travi ai pilastri o i pannelli di tamponamento esterno al sistema strutturale.



Figura 5: Perdita di appoggio della trave e rottura della forcella in testa al pilastro



Figura 6: Perdita di verticalità dei pilastri



Figura 7: Scorrimento e ribaltamento della trave



Figura 8: Ribaltamento fuori piano dei pannelli verticali



Figura 9: Ribaltamento di pannelli nervati verticali



Figura 10: Collasso pannello orizzontale superiore



Figura 11: Meccanismi di rottura delle connessioni dei pannelli



Figura 12: Meccanismi di rottura delle connessioni pannello-struttura

La caratteristica flessibilità degli edifici prefabbricati accompagnata da zone dotate invece di elevata rigidezza, risulta quindi essere l'elemento motore della maggior parte dei danni avvenuti sia in termini di danneggiamenti locali sia di collassi globali. Tale caratteristica comporta infatti elevati valori di spostamento interpiano che, in presenza di sistemi di connessione inadeguati soprattutto in corrispondenza dell'unione pannello-struttura, ha causato la rottura di tali collegamenti specialmente per pannelli verticali e

nelle zone superiori di pannelli orizzontali² determinandone il collasso. Le ripercussioni di questi fenomeni di collasso possono quindi essere analizzate sia in un'ottica economica, cercando quindi di contenere i costi di riparazione attraverso anche un'accurata progettazione delle connessioni, ma soprattutto in termini di tutela dell'incolumità delle persone anche in condizioni di stati limite ultimi cercando quindi di limitare la flessibilità delle strutture. Nell'impostazione prestazionale delle nuove normative, infatti, prevedendo esplicitamente il conseguimento di una protezione adeguata nei confronti di elementi non strutturali si riconosce allo stesso tempo l'importanza dei termini economici della progettazione, e quindi anche del costo di riparazione dei danni, e del valore della vita umana che però, per questa tipologia di strutture, non risulta essere sempre tutelato. Alla luce del lavoro svolto e dagli studi già realizzati in questo ambito, per le strutture prefabbricate sembrerebbe quindi di fondamentale importanza la verifica della flessibilità (in termini di drift interpiano) non solo per lo stato limite di operatività della struttura ma anche per lo stato limite salvaguardia della vita. Da queste considerazioni quindi è derivata l'urgenza di sviluppare innanzitutto tecnologie all'avanguardia che permettessero di assicurare una performance adeguata di edifici nuovi ma in particolare a quelli esistenti, ed in secondo luogo la necessità di migliorare ed ampliare il corpus normativo, le linee guida ed i criteri di progettazione. Molto si è già fatto per migliorare e ampliare la conoscenza delle tecnologie e sviluppare metodi e approcci di progettazione più coerenti ed efficaci. Come si può vedere in Fig. 13, l'evoluzione delle normative, in parallelo con lo sviluppo della ricerca, ha portato l'introduzione di indicazioni e prescrizioni che migliorassero il comportamento di questi edifici.

Codice	Acronimo	Prescrizioni per le strutture prefabbricate	Divieto di connessioni attritive	Obbligatorietà
Legge 25 novembre 1962 n.1684	Legge 1684	No	-	Si
Legge 5 novembre 1964 n.1224	Legge 1224	No	-	Si
Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n.1422 del 6 febbraio 1965	Circ. M. LL.PP. N.1422	No	Si, se $T/N > 0.35$	Si
Legge 2 febbraio 1974 n.64	Legge 64	Si	-	Si
Decreto Ministeriale del 3/12/1987	DM 3/12/1987	Si	In zona sismica	Si
Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 30/3/2003	OPCM 3274	Si	Si	Si
Eurocodice 8	EC8	Si	Si	No
Decreto Ministeriale del 14/1/2008	DM 14/1/2008	Si	Si	Si

Figura 13: Evoluzione della normativa italiana sulle costruzioni in zona sismica [Assobeton]

² In edifici a pannelli orizzontali la rottura si è verificata principalmente nelle zone superiori in quanto il drift interpiano risulta essere maggiore. Proprio per l'andamento caratteristico della deformata di questa tipologia di edifici, a mensola, gli spostamenti interpiano aumentano con l'altezza.

A livello nazionale e ed internazionale, inoltre, si sono concluse o si stanno conducendo un buon numero di campagne di indagini tecnico-sperimentali sia di carattere generali sia specifiche sui singoli problemi che hanno portato a rigorose e compiute regole di progettazione delle costruzioni prefabbricate in zona sismica. Tra questi si citano un vasto programma e campagne di indagini sperimentali svolte presso il Laboratorio Europe di verifiche strutturali ELSA del Centro comune di ricerca di Ispra ed in molti altri laboratori sparsi in università di tutto il mondo³. Il programma europeo Ecoleader con verifiche sperimentali di simulazioni numeriche su prototipi in scala. Il progetto SAFecast, progetto di ricerca europeo sul comportamento sismico delle connessioni nelle strutture prefabbricate ed in fine il progetto SAFECLADDING, progetto finalizzato allo studio dei sistemi di attacco delle pareti a pannelli ed del loro comportamento.

1.3. Obiettivi e fasi del lavoro

Con il presente lavoro di tesi si vuole eseguire la progettazione di un edificio prefabbricato finalizzata al conseguimento di un livello prestazionale che possa garantire la protezione degli elementi non strutturali e soprattutto la salvaguardia della vita nei confronti dei danni più frequenti appena descritti. Eseguendo la progettazione ed il confronto tra due metodi progettuali concettualmente differenti si individuano le principali cause che generano il comportamento non soddisfacente della struttura. Un metodo è quello “tradizionale” su cui si fonda il corpus normativo Italiano basato su un approccio alle forze, l’altro, invece, si basa su un approccio agli spostamenti. Progettato lo stesso edificio secondo i due metodi, si valuterà l’effettiva risposta sismica tramite analisi non lineari proponendo in seguito un’alterativa strutturale che garantisca un controllo di flessibilità e deformazioni senza però un eccessivo aumento delle sezioni degli elementi strutturali e quindi dei costi.

Il lavoro svolto si articola principalmente in due casi di studio, coincidenti con i due schemi statici. Per ogni schema si eseguono prima la progettazione alle forze e poi quella agli spostamenti per poi confrontarle tramite analisi non lineari. Oltre agli aspetti tecnico-prestazionali si considerano anche quelli economici valutando la convenienza di una soluzione rispetto all’altra. Per il primo caso di studio si sono realizzate anche tavole esecutive allegate in fondo al presente testo.

³ Politecnico di Milano, Tongji University di Shanghai, l’Università di Lubiana, Laboratorio di Lisbona e di Atene.

2. CASO DI STUDIO

2.1. Descrizione

2.1.1. Descrizione dell'opera

Il primo edificio oggetto di studio è un fabbricato industriale di due piani fuori terra situato nel comune di Poggibonsi (SI) classificato come *zona 3s*. Tale fabbricato, adibito ad attività commerciali al piano primo e utilizzato come parcheggio al piano di copertura, è caratterizzato da una pianta rettangolare. Le dimensioni massime in pianta sono di 98,2x34,6 m su entrambe i piani ma questi, oltre che per l'orditura dei solai, si differenziano considerevolmente per la presenza di aperture a livello degli impalcati. La copertura infatti, oltre ad aver delle aperture per il passaggio dei vani scala, presenta anche due vuoti posti simmetricamente di dimensioni 32,5x10,20 m che formano un patio al primo piano. Il primo piano presenta invece aperture solo in corrispondenza dei vani scala, di dimensioni 3,2 x 4,6 quelli laterali e di 5,4x5 m quello centrale. La struttura orizzontale è formata da impalcati prefabbricati in calcestruzzo realizzati tramite solai alveolare tipo *Neocem RDB H 33* cm completati con un getto in calcestruzzo di 5 cm. Questi, posti ad una quota⁴ di 5,24 cm e 9,04 cm rispettivamente, poggiano su travi prefabbricate in c.a.p. aventi sezioni rettangolare, a "L" o a "T". L'orditura dei due solai è differente tra i due piani, il primo, infatti, è disposto longitudinalmente allo sviluppo dell'edificio, il secondo invece trasversalmente. La struttura portante verticale è costituita da pilastri, anch'essi prefabbricati, in calcestruzzo a sezione quadrata costante per tutto lo sviluppo verticale, e da setti in calcestruzzo gettato in opera come elemento di sostegno delle scale. Le fondazioni sono costituite da plinti a bicchiere lisci gettati in opera. Le chiusure verticali sono realizzate in parte con vetrate che si sviluppano per tutto l'interpiano, ed in parte tramite pannelli prefabbricati verticali ed orizzontali di spessore 20 cm agganciati meccanicamente a pilastri e travi di bordo. A livello della copertura è presente inoltre una piccola tettoia in pannelli prefabbricati alleggeriti di larghezza 2,4 m, che si sviluppa lungo tutto il perimetro interno ed esterno.

⁴ Le quote vengono prese nel baricentro delle sezioni. Il piano di riferimento da cui vengono prese tutte le quote verticali del modello è quello dell'estradosso del collo del bicchiere di fondazione, posizionato ad una quota di -0,5 m dal piano di campagna. Vedi TAV 4.

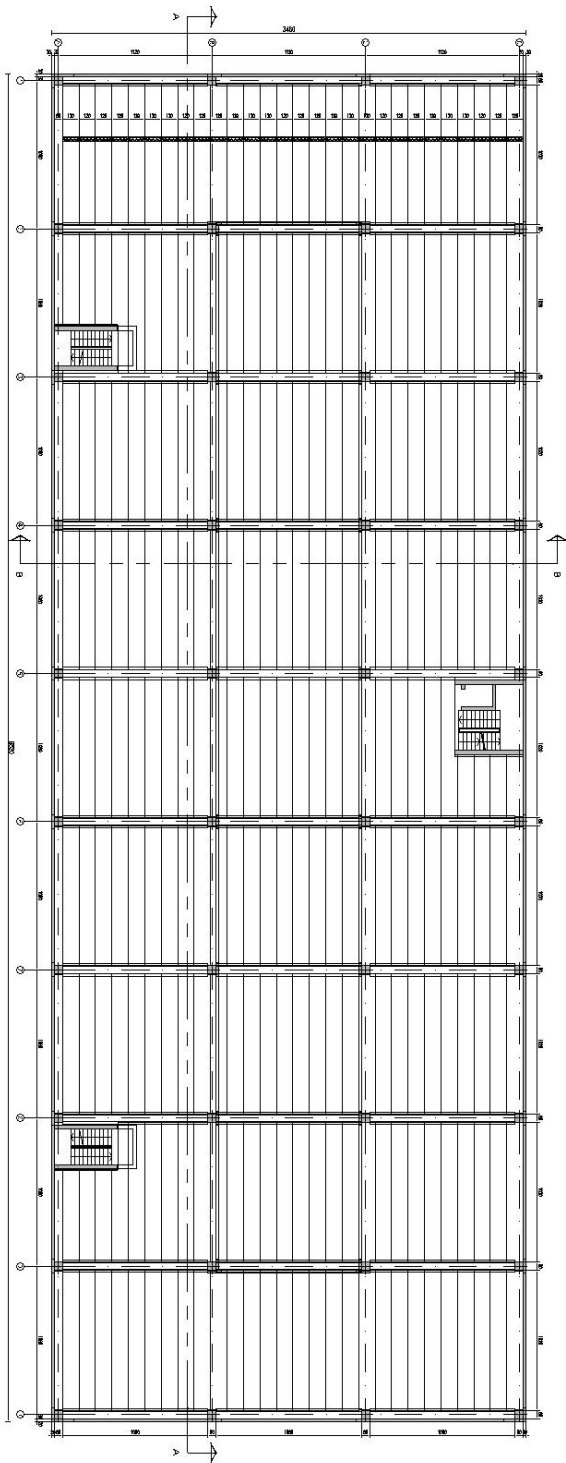


Figura 15: Pianta impalcato piano primo

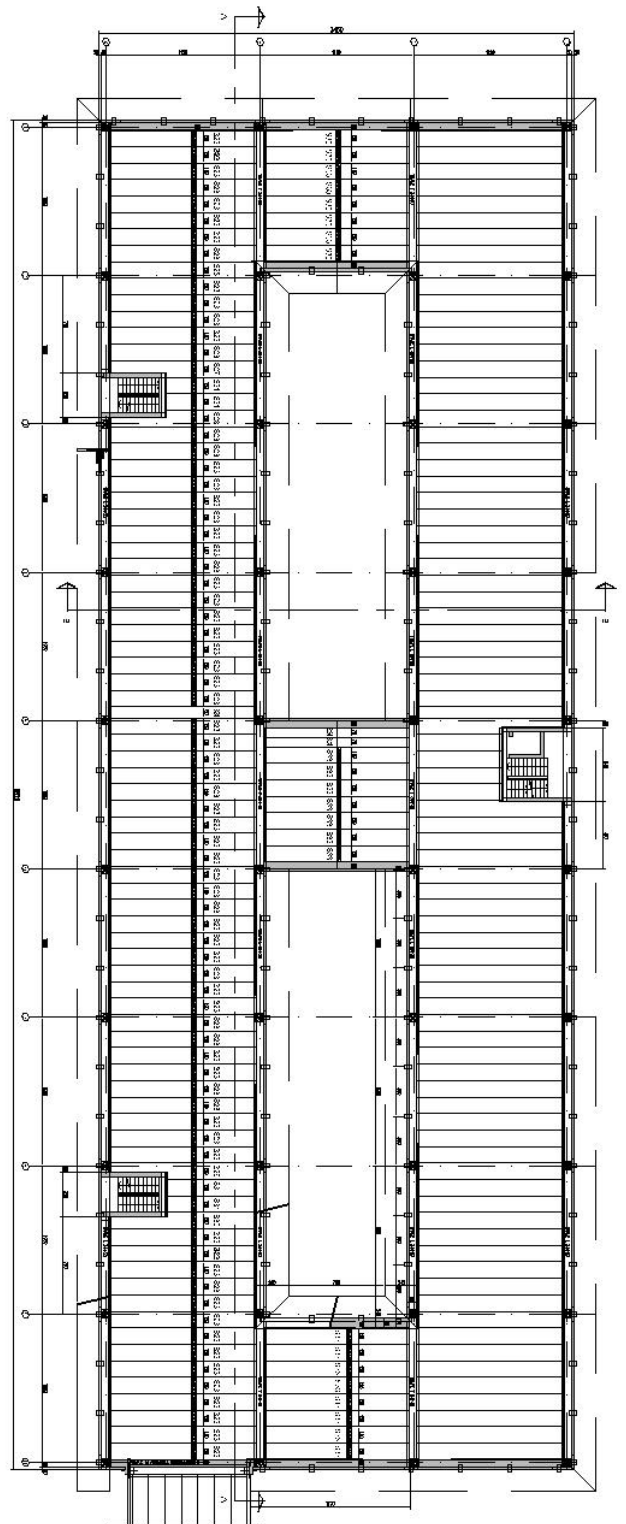


Figura 14: Pianta impalcato piano copertura

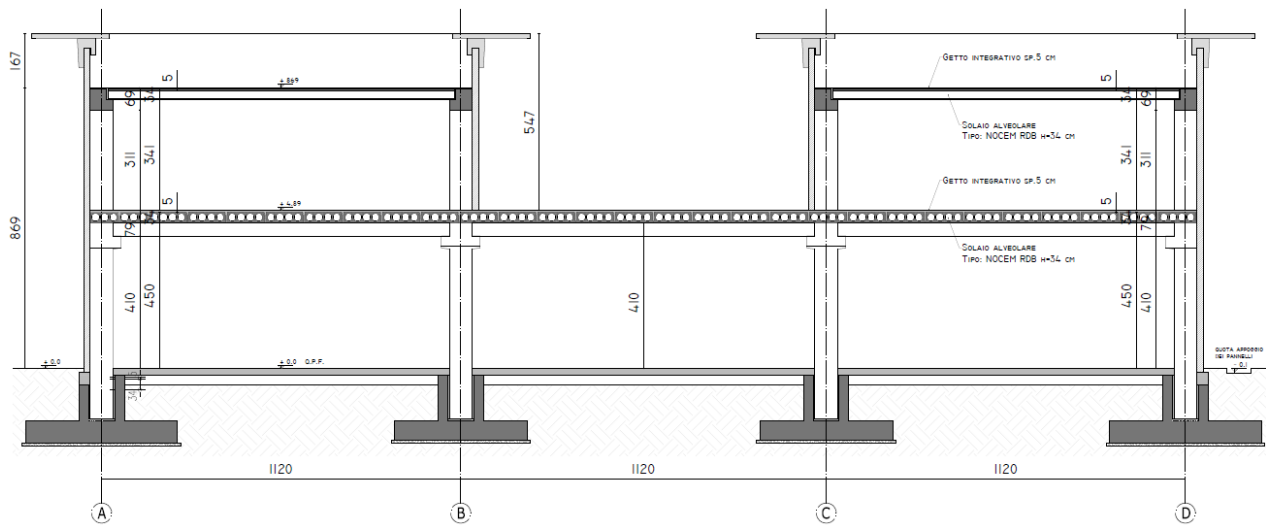


Figura 16: Sezione A-A'

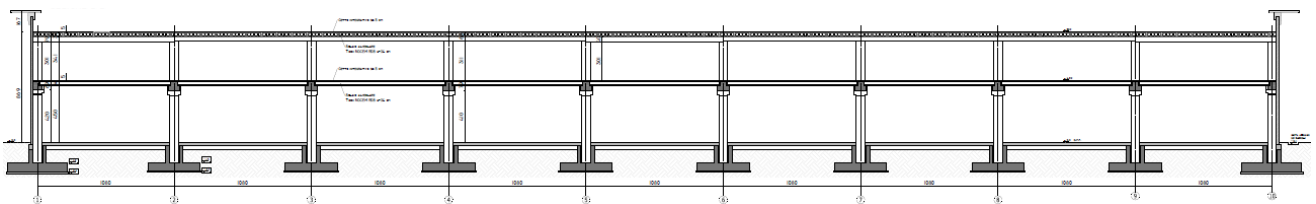


Figura 17: sezione B-B'

2.1.2. Terreno di fondazione

Nei confronti della progettazione gli aspetti geotecnici si affrontano in maniera semplificata nell'ottica di arrivare ad un dimensionamento delle fondazioni finalizzata alla stima dei costi. Non si sono quindi approfonditi i temi di verifica dei cedimenti del terreno e degli effetti di questi sulla struttura. Il piano di posa delle fondazioni è compreso tra i -0.7 m e i -2.5 m in funzione dello spessore della ciabatta. Il terreno su cui viene edificato l'edificio è un terreno di categoria C: “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati*” contraddistinto dalle seguenti caratteristiche geotecniche: angolo di attrito del terreno $\varphi=30^\circ$, densità in condizioni drenate $\gamma_{dry}=18 \text{ KN/m}^3$, coesione del materiale $c'_k=0$.

2.1.3. Schema statico

Lo schema statico utilizzato per questo edificio è quello tradizionalmente impiegato nella tipologia di edifici a carattere industriale-prefabbricata. In accordo con la classificazione delle tipologie strutturali proposte dal D.M. 14 Gennaio 2008⁵, per entrambe le direzioni principali, si definisce l'edificio oggetto di studio come sismo-resistente con *struttura a telaio*. L'insieme degli elementi sismo-resistenti quindi è costituito da pilastri prefabbricati ai quali è affidato il compito di resistere alle azioni orizzontali generate dal sisma, dal vento e dalle imperfezioni geometriche di verticalità dissipando energia tramite cerniere plastiche alla base. I pilastri, impostati su bicchieri di fondazione, sono quindi assimilabili a mensole incastrate a livello del collo del bicchiere (fig. 18). L'effettiva posizione di tale connessione dipende dall'accuratezza della fase esecutiva del dettaglio costruttivo pilastro-pavimentazione interna, la cui realizzazione deve garantire un efficace scollegamento (i.e. collocando un pannello in XPS) in modo da non portare alcun contributo di vincolo al pilastro stesso. Le pareti, sulla base dell'assunzione fatta per lo schema statico e data la connessione di semplice poggio del solaio, non offrono nessun contributo di resistenza alle azioni orizzontali ma sono soggetti solamente alle forze gravitazionali provenienti dagli impalcati. Solai e travi, data la tipologia di connessioni e l'assenza di continuità nei nodi, possono essere schematizzate e progettate come travi a singola campata incernierate agli estremi (fig.19). Viene comunque garantito un minimo di armatura superiore inserita nella cappa sia in prossimità dei pilastri sia degli appoggi dei solai. Gli impalcati, pur avendo “solamente” il compito di trasmettere i carichi statici agli elementi verticali, in campo dinamico assumono notevole importanza per lo studio del comportamento dell'edificio, per la scelta del metodo di analisi e per un buon comportamento sotto azioni sismiche.

⁵ D'ora in poi, per semplicità, si farà riferimento al Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 con l'abbreviazione NTC 08 (nuove Norme Tecniche per le Costruzioni)

Il comportamento della struttura, e quindi l'effettiva redistribuzione delle forze generate dalle azioni orizzontali alla struttura principale, risulta infatti essere fortemente influenzata in funzione della rigidità degli impalcati.



Figura 18: Plinto a pozzetto gettato in opera e telaio prefabbricato



Figura 19: Dettagli di connessione trave-pilastro e solaio alveolare-trave

2.1.4. Elementi tecnici strutturali

La struttura portante è realizzata nella quasi totalità da elementi prefabbricati assemblati in cantiere tramite elementi meccanici o piccoli getti integrativi in calcestruzzo. Tra questi si possono distinguere i seguenti elementi tecnici:

-Solai a lastre alveolari prefabbricate in c.a.p. tipo Neocem RDB per entrambi gli impalcati. Le lastre hanno generalmente larghezza 120 cm ed altezza 34 cm completate con un getto integrativo solidarizzante in opera di spessore 5 cm, peso 3.07 Kg/m^2

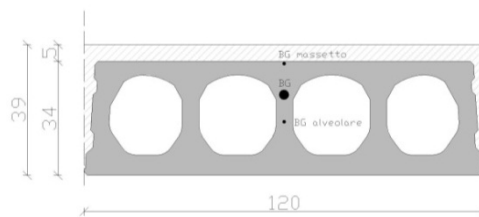


Figura 20: Sezione trasversale solaio alveolare prefabbricato

- Travi in c.a.p. prefabbricate con sezione a "L", dimensioni dell'anima 50x64 cm, e dente di 20x30cm, peso 9,5 KN/ml.

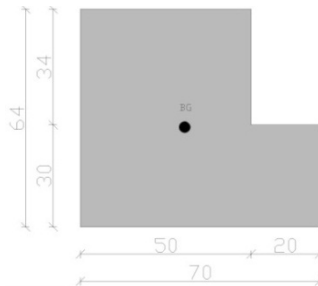


Figura 21: Sezione trasversale trave a "L"

- Travi in c.a.p. prefabbricate con sezione a "T", dimensioni dell'anima 50x74 cm, e dente di 20x40 cm, 13,25 KN/ml.

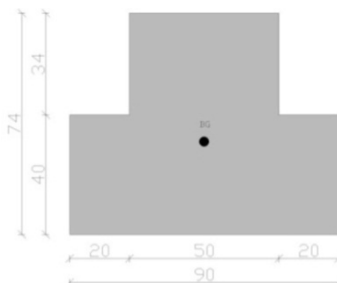


Figura 22: Sezione trasversale sezione a "T"

-Travi porta pannello in c.a.p. a sezione rettangolare di dimensioni 50x39 cm, peso 4,35 KN/ml.

-Pilastrini in c.a. prefabbricati a sezione rettangolare di dimensione 70x70 cm costante per tutto lo sviluppo in altezza 9,42 cm.

-Plinti a pozzetto lisci gettati in opera con dimensioni interne dei bicchieri 80x80 cm, spessore 30 cm, altezza 140 cm e ciabatta inferiore di dimensioni: tipo Centrale 410x410x60 cm, tipo Laterale 420x420x50 cm, tipo d'Angolo 470x470x70 cm.

2.1.5. Collegamenti

I collegamenti tra i differenti elementi sono realizzati sia a secco, tramite spinotti in acciaio collocati in apposite fessure, sia mediante tecnologie tradizionali, ovvero tramite getti integrativi solidarizzanti. Le tipologie di collegamenti possono essere riassunte come segue:

-Fondazione-Pilastro: il collegamento è un incastro perfetto. La realizzazione avviene tramite il collocamento del pilastro nel bicchiere di fondazione e completato con un getto di malta a ritiro controllato in opera in modo da assicurare l'effettiva rigidità del vincolo.

-Pilastro –Trave a “T”,”L” di copertura: Il collegamento risulta essere un appoggio in verticale ed una cerniera nelle due direzioni perpendicolari allo sviluppo delle travi. La realizzazione avviene completamente a secco tramite l'utilizzo di due spinotti collocati in testa ai pilastri e, successivamente, inseriti in appositi fessure predisposte in testa alle travi dotate di adeguata armatura di frettaggio. Nel punto di appoggio della trave viene interposto un tappetino in neoprene tra le due superfici di calcestruzzo.

-Pilastro- Trave a “T”,”L” di piano: Il collegamento risulta essere un appoggio in verticale ed una cerniera nelle due direzioni perpendicolari allo sviluppo delle travi. La realizzazione avviene completamente a secco. L'appoggio sulla mensola del pilastro viene realizzato semplicemente tramite un tappetino in neoprene interposto tra le due superfici di contatto. Il vincolo a cerniera, invece, viene realizzato tramite il collocamento di due spinotti inseriti in boccole preinserite in stabilimento nelle mensole.

- Trave a “T”,”L”-Solaio alveolare: il collegamento risulta essere un appoggio in verticale ed una cerniera in orizzontale. La realizzazione avviene semplicemente collocando la lastra alveolare su un tappetino in neoprene posizionato sull'estradosso dell'ala della trave. Successivamente, per evitare scorrimenti nel piano, la connessione

viene solidarizzata tramite getto integrativo di 5 cm collegante le staffe di ripresa uscenti dall'estradosso dell'anima della trave con opportune armature a taglio e la rete metallica inserite nel getto integrativo.

-Setti- Solaio alveolare: il collegamento risulta essere un appoggio in verticale ed una cerniera in orizzontale. La realizzazione avviene semplicemente posizionando la lastra alveolare su un tappetino in neoprene posizionato su apposite mensole sporgenti dai setti.

-Pannelli di chiusura-Travi/pilastr/basamento: I collegamenti vengono realizzati interamente a secco. I pannelli, alla base, vengono semplicemente appoggiati su un cordolo in modo da trasmettervi il peso proprio. Nei confronti del ribaltamento, invece, la connessione viene garantita tramite accoppiamento di appositi profili in acciaio affogati all'interno dei pannelli e degli elementi strutturali. Sono regolabili nelle tre direzioni coordinate e vengono collocati lungo l'estradosso delle travi, sui pilastri e sulla faccia interna dei pannelli.

2.1.6. Caratteristiche dei materiali

Le tipologie di materiali utilizzati sono state desunte in funzioni delle necessità strutturali di resistenza ed in funzioni delle prescrizioni di durabilità dettate dalla UNI EN 206-1 e UNI11104. Le rispettive caratteristiche si sono invece desunte in accordo con Par. 11.2.10/11.3.2-NTC 08

In sede di progetto si considerano i seguenti materiali con le rispettive caratteristiche

CALCESTRUZZO per elementi strutturali			
		<i>classe di resistenza</i>	
		C25/30	C45/55
R_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione su cubi	30 N/mm ²	55 N/mm ²
f_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica $[0,83 \cdot R_{ck}]$	24.9 N/mm ²	45.7 N/mm ²
f_{cm}	Resistenza a compressione media $[f_{ck}+8]$	32.9 N/mm ²	53.7 N/mm ²
f_{cd}	Resistenza a compressione cilindrica di calcolo $[0,85 \cdot f_{ck}/g_c]$	14.1 N/mm ²	25.9 N/mm ²
f_{cd}'	Resistenza a compressione cilindrica centrata di calcolo $[0,80 \cdot f_{cd}]$	11.3 N/mm ²	20.7 N/mm ²
f_{ctm}	Resistenza media a trazione semplice $[0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	2.6 N/mm ²	3.8 N/mm ²
$f_{ctk 0,05}$	Resistenza caratteristica a trazione $[0,7 \cdot f_{ctm}]$	1.8 N/mm ²	2.7 N/mm ²
f_{ctd}	Resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk} [f_{ctk}/g_c]$	1.2 N/mm ²	1.8 N/mm ²
s_{cadm}	Tensione massima di compressione in esercizio $[0,6 \cdot f_{ck}]$	14.9 N/mm ²	27.4 N/mm ²
s_{cadm}	Tensione massima di compressione in esercizio $[0,45 \cdot f_{ck}]$	11.2 N/mm ²	20.5 N/mm ²
$\gamma_{m,c}$	Coefficiente parziale di sicurezza	1.5 -	1.5 -
ϵ_{cu}	Allungamento uniforme al carico massimo	0.35%	0.35%
ϵ_{c2}	Allungamento uniforme di progetto(modello parabola-rettangolo)	0.20%	0.20%
E_{cm}	Modulo elastico secante $[22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}]$	33,56 N/mm ²	37,96 N/mm ²

Tabella 1: Proprietà meccaniche del calcestruzzo

ACCIAIO per cemento armato		
		Tipo
		B450C
f_{tk}	Tensione caratteristica di rottura	540 N/mm ²
f_{yk}	Tensione caratteristica di snervamento	450 N/mm ²
f_{yd}	Tensione di snervamento di calcolo $[f_{yk}/g_s]$	391 N/mm ²
s_{sadm}	Tensione massima in esercizio (comb. rara) $[0.8 \cdot f_{yk}]$	360 N/mm ²
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza	1.15 -
ϵ_{uk}	Allungamento uniforme a carico massimo	7.5%
ϵ_{ud}	Allungamento uniforme di progetto	6.75%
K	Rapporto di sovrarresistenza $[1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35]$	1.2 -
E_s	Modulo elastico (valore medio secondo EC2)	200,000 N/mm ²

Tabella 2: Proprietà meccaniche acciaio per armatura

ACCIAIO per spinotti di collegamento		
		Tipo
		B450C
f_{tk}	Tensione caratteristica di rottura	540 N/mm ²
f_{yk}	Tensione caratteristica di snervamento	450 N/mm ²
f_{yd}	Tensione di snervamento di calcolo $[f_{yk}/g_s]$	391 N/mm ²

Tabella 3: Proprietà meccaniche acciaio per connessioni

2.2. Analisi dei carichi

Le azioni, ovvero quell'insieme di cause capaci di indurre stati limite sulla struttura sono le seguenti.

2.2.1. Azioni gravitazionali

I carichi permanenti e variabili, inseriti poi nelle combinazioni di carico, sono legati esclusivamente all'azione gravitazionale. Questi sono determinati a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi per unità di volume dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali che in quelle non strutturali: i pesi per unità di volume sono stati definiti a partire dalle indicazioni fornite dalla Tabella 3.1.I-NTC 08 o dalla norma UNI EN ISO 10456.

Sulla base della classificazione data dalle NTC 08 si considerano i seguenti carichi:

Carichi permanenti strutturali

- Peso proprio del calcestruzzo utilizzato per tutti gli elementi strutturali quali travi e pilastri, riempimenti e getti di completamento $P = 25 \text{ KN/m}^3$

- Peso proprio del solaio in lastre alveolari per la realizzazione di tutti gli impalcati compreso $P = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Carichi permanenti non strutturali

- Pesi propri derivanti dalle partizioni interne ($P = 4,36 \text{ KN/m}$) che, per la buona redistribuzione dei carichi della soletta, vengono assunti come carico uniformemente distribuito paria $P = 2 \text{ KN/m}^2$
- Pesi propri derivanti dalle finiture degli impalcati:
 - Impalcato tipo formato principalmente da massetto impiantistico e stato di finitura.
 - Impalcato di copertura formato principalmente da massetto impiantistico e strato di pendenza.

Carichi variabili

I carichi variabili sono definiti in base alla destinazione d'uso dell'area su cui insistono. Per la loro determinazione si fa riferimento ai valori nominali riportati in Tabella 3.1.II comprensivi degli effetti dinamici ordinari. Per l'edificio analizzato, in funzione delle destinazioni d'uso definite nella Tabella 2.5.I, si distinguono i seguenti casi:

Carichi di esercizio

Per l'impalcato del primo piano, essendo questo adibito ad attività commerciali (*cat D2*), viene assegnato un carico variabile uniformemente distribuito di intensità $P = 5 \text{ KN/m}^2$.

Per l'impalcato della copertura, essendo questo adibito a parcheggio (*cat F*), viene assegnato un carico variabile uniformemente distribuito di intensità $P = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

Carichi della neve

L'azione della neve viene calcolata secondo le indicazioni fornite in Par. 3.4-NTC 08. Data la collocazione geografica e la conformazione dell'edificio si assumono i seguenti parametri:

Zona III, con altezza sul livello del mare $a_s = 116 \text{ m s.l.m.}$

Classe di topografia per il coefficiente di esposizione: *normale*

Coefficiente di forma della copertura, data una copertura piana, $a = 0^\circ$

Dalle caratteristiche sopraelencate e dalle relative tabelle si ottiene il seguente carico variabile $Q_{k,neve}$

Zona: III		
Altitudine s.l.m (Poggibonsi)		116 m
Carico caratteristico della neve	q_{sk}	0.6 KN/m ²
Coefficiente di forma di copertura	μ	0.8 -
Coefficiente di esposizione	C_E	1.0 -
Coefficiente termico	C_t	1.0 -
Carico variabile neve Q_k		0.48 KN/m²

Tabella 4: Condizioni caratteristiche di clima, esposizione, precipitazione, forma e valore del carico variabile della neve

Sulla base della caratteristiche dei materiali, delle tecnologie utilizzate, della geometria degli elementi e dalla collocazione geografica si riassumono tutti i carichi statici agenti sulla struttura riferiti all'unità di superficie.

CARICHI STATICI							
tipologia				γ_f	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
SOLAIO COPERTURA (cat F)							
G_{k1}	carichi permanenti	3.07	kN/m ²	1.3	-		
Q_{k1}	carico variabile di esercizio	2.50	kN/m ²	1.5	0.7	0.7	0.6
Q_{k2}	carico variabile della neve	0.48	kN/m ²	1.5	0.5	0.2	0.0
SOLAIO PIANO TIPO (cat D2)							
G_{k1}	carico permanente totale	3.07	kN/m ²	1.3	-		
Q_{k3}	carico variabile	5.00	kN/m ²	1.5	0.7	0.7	0.6
PARTIZIONI INTERNE							
g_{k2}	peso proprio	2.00	kN/m ²	1.3	-		
PANNELLI PREFABBRICATI							
G_{k2}	carichi permanenti	3.60	kN/m ²	1.3	-		
CORNICIONE							
G_{k3}	carichi permanenti	8.03	kN/m	1.3	-		
SCALE							
G_{k4}	carichi permanenti	3.80	kN/m	1.3	-		
Q_{k4}	carico variabile di esercizio	4.00	kN/m ²	1.5	0.7	0.7	0.6
TRAVI							
G_{k5}	p.p. trave a T (74*50;40x20 cm)	13.25	kN/m	1.3	-		
G_{k6}	p.p. trave a L (64*50;30x20 cm)	9.50	kN/m	1.3	-		
G_{k7}	p.p. trave di bordo (39x60 cm)	4.35	kN/m	1.3	-		

Tabella 5: Tabella riassuntiva dei carichi statici

2.2.2. Azione dovute al vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in genere, effetti dinamici. In accordo con le NTC 08 e con le specifiche norme di riferimento [29] tali

azioni, in caso di edifici usuali di dimensioni e geometria regolare, sono però ricondotte ad azioni statiche equivalenti. Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia interne che esterne, degli elementi che compongono l'edificio. Queste, di intensità proporzionali all'area di competenza dell'elemento strutturale su cui insistono, vengono considerate applicate direttamente all'elemento strutturale stesso come azione linearmente distribuita.

Data la collocazione geografica *Zona 3s*, la conformazione dell'edificio, considerando una *classe di rugosità B⁶*, una *categoria di esposizione del sito IV* e tenendo conto di differenti coefficienti di esposizione si ottengono i seguenti profili di pressione.

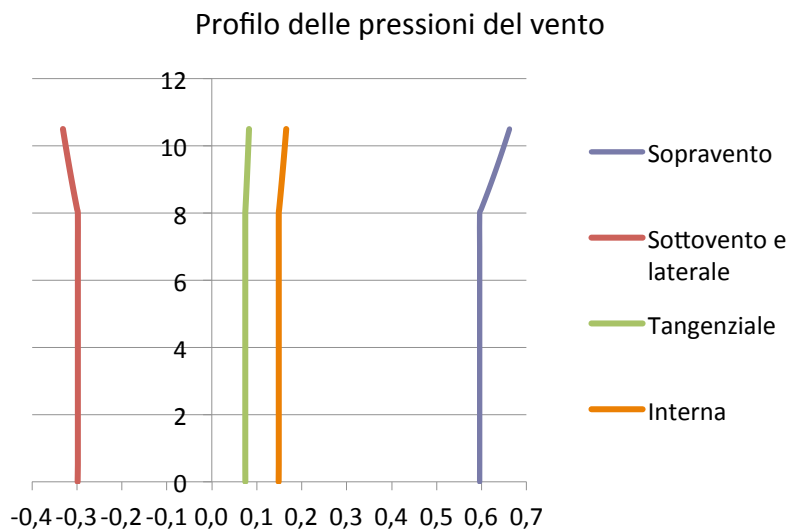


Figura 23: Andamento del profilo delle pressioni del vento

Per semplicità nei calcoli si è trascurata la non linearità dell'andamento delle pressioni con l'altezza, e si sono assunti come pressioni effettivamente agenti i valori massimi di ogni area di competenza. Si ottengono le seguenti pressioni.

PRESSIONI DEL VENTO $p(z)$ [kN/m²]					
Altezza	Sopravento	Sottovento	Laterale	Tangenziale	Interna
8	0.596	-0.298	-0.298	0.074	0.149
10.5	0.662	-0.331	-0.331	0.083	0.166

Tabella 6: Valori caratteristici delle pressioni del vento

⁶ Aree suburbane industriali

L'effettiva azione del vento viene determinata considerando la condizione più gravosa delle pressioni agenti sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna degli elementi. I contributi di pressioni e depressioni che si potrebbero formare per la presenza del patio al piano primo vengono trascurati⁷. Si ad un parallelepipedo con superficie regolare. Tale approssimazione sull'effettiva azione agente, rendendone più agevole il calcolo anche se non a favore di sicurezza, risulta comunque poco influente in quanto causa di azioni irrisorie se confrontate con quelle del sisma.

Considerando le condizioni più gravose si ottengono le seguenti azioni statiche equivalenti

Condizione 1: Vento x												
			Quota [m]		< 8	10,5						
			Sopravento [KNm ²]		0.596	0.662						
			Sottovento [KNm ²]		-0.298	-0.331						
			Laterale [KNm ²]		-0.298	-0.331						
			Interno [KNm ²]		0.149	0.166						
			Tangenziale [KNm ²]		0.074	0.083						
Piano	h _i	h _{eff}	direzione X				direzione Y				M _x	M _y
			L(m)	Area (m ²)	F _{xi} (kN)	%	La (m)	Area (m ²)	F _{yi} (kN)	%		
copertura	9.04	3.72	34.6	129	128	37	98.2	365	0.0	0.0	0.0	1156
1	5.24	4.52		156	140	40		444	0.0	0.0	0.0	732
terra	0.00	2.62		91	81	23		257	0.0	0.0	0.0	0.0
			Totale F _x = 348.56				Totale F _y = 0.0				0.0	1887

Tabella 7: Azioni del vento in direzione X

Condizione 2: Vento y												
			Quota [m]		8	10,5						
			Sopravento [KNm ²]		0.596	0.662						
			Sottovento [KNm ²]		-0.298	-0.331						
			Laterale [KNm ²]		-0.298	-0.331						
			Interno [KNm ²]		0.149	0.166						
			Tangenziale [KNm ²]		0.074	0.083						
Piano	h _i	h _{eff}	direzione X				direzione Y				M _x	M _y
			Largh. (m)	Area (m ²)	F _{xi} (kN)	%	Largh. (m)	Area (m ²)	F _{yi} (kN)	%		
copertura	8.54	3.72	34.6	128	0.0	0.0	98.2	365	362	0.0	3098	0.0
1	4.74	4.27		147	0.0	0.0		419	374	0.0	1775	0.0
terra	0.00	2.37		82.0	0.0	0.0		232	207	0.0	0.0	0.0
			Totale F _x = 0.0				Totale F _y = 945				4874	0.0

Tabella 8: Azioni del vento in direzione Y

2.2.3. Azione sismica

Per la determinazione delle azioni sismiche si utilizza il metodo di riferimento proposto dalla normativa ovvero l'analisi dinamica modale con spettro di risposta. Tale analisi però, non conoscendo lo specifico accelerogramma che interesserà l'edificio, sarà effettuata utilizzando una forma spettrale, o "spettro normalizzato", ricavato utilizzando il foglio di calcolo automatico in Excell fornito dal Ministero dei Lavori pubblici [34].

Vita nominale e vita di riferimento

L'edificio, adibito ad uso commerciale dunque con normali affollamenti e senza funzioni pubbliche o sociali rilevanti, è classificabile come struttura "ordinaria" con vita nominale

$$V_N = 50 \text{ anni.}$$

Per il calcolo del periodo di ritorno, e di conseguenza dell'intensità delle azioni sismiche, un edificio soggetto a normale affollamento è classificabile nella classe II. A tale Classe, secondo la tabella 2.4.II-NTC 08, corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a 1. La vita di riferimento V_R per le azioni sismiche è pertanto

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

Parametri di sito

Considerando lo stato limite di danno SLD e quello ultimo di salvaguardia della vita SLV, per tali stati limite le NTC 08 richiedono di considerare azioni sismiche con probabilità di superamento P_{VR} nella vita V_R pari a: $P_{VR} = 63\%$ in 50 anni per lo SLD e $P_{VR} = 10\%$ in 50 anni per lo SLV. I parametri a_g , F_0 e T_C^* che caratterizzano la sismicità del sito⁸ sono quindi i seguenti.

SLATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_C^*
SLD	50 anni	0.057 g	2.534 s	0.254 s
SLV	475 anni	0.138 g	2.478 s	0.278 s

Tabella 9: Parametri di sito

⁷ Non si è effettuata un'analisi accurata in quanto le azioni provocate dal vento sono irrisorie se confrontate con quelle dovute all'evento sismico. $M_{Ed,pil,vento} = 134 \text{ KNm}$; $M_{Ed,pil,sisma} = 1167 \text{ KNm}$;

⁸ Poggibonsi (SI), coordinate 43°28'00"N 11°09'00"E

Sulla base dei dati appena riportati, considerando un *suolo tipo C* ed una *categoria topografica T1* caratterizzanti il substrato di “filtro” dato dal terreno di fondazione, si determinano gli spettri elastici per i due stati limite.

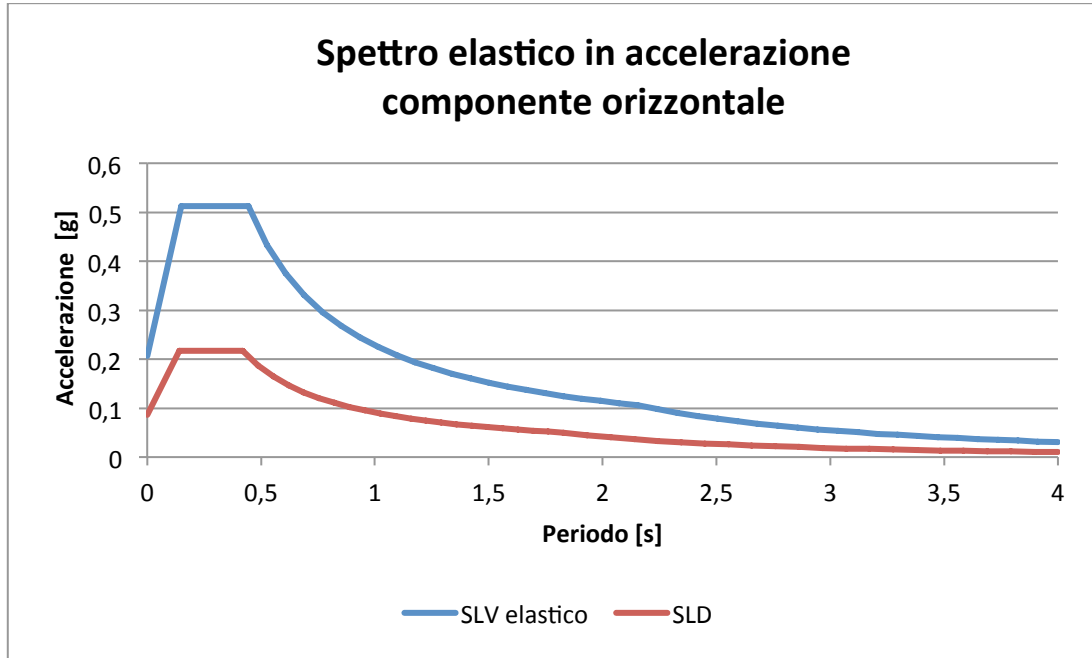


Figura 24: Spettro di pseudo-accellerazione SLD, SLV elastico e di progetto

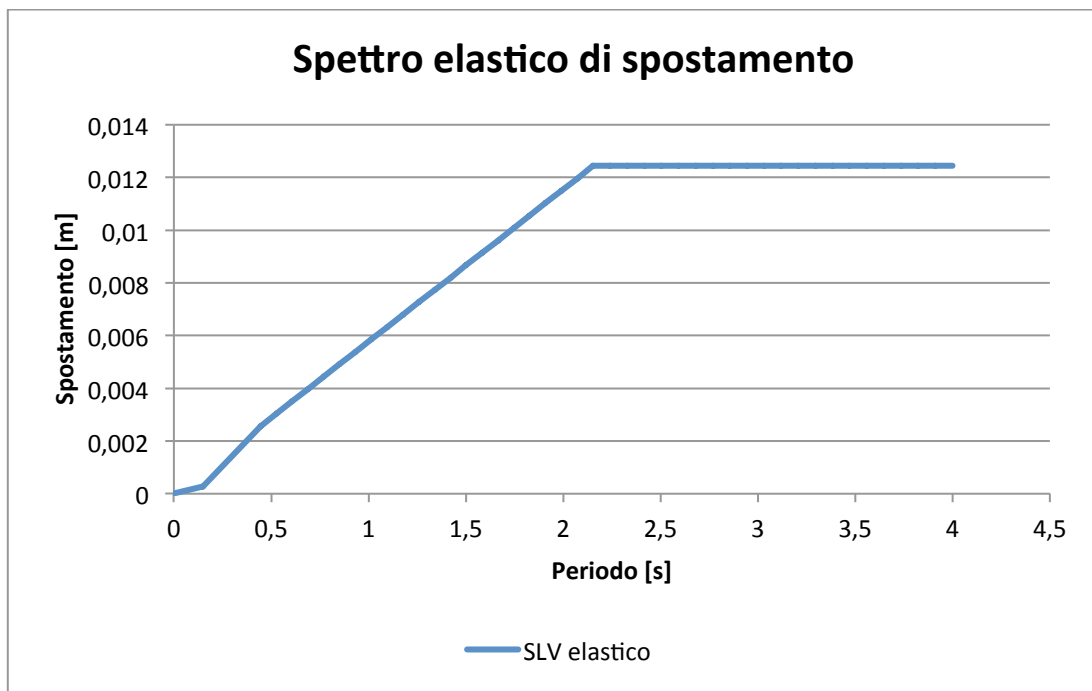


Figura 25: Spettro elastico di spostamento

2.3. Predimensionamento degli elementi strutturali

Solai

I solai alveolare, anch'essi orditi in direzione differenti a seconda del piano, si sono predimensionati in funzione delle luci e dei carichi utilizzando le tabelle di fig.26 fornite da [16]. Lo schema di calcolo utilizzato per determinare le sollecitazioni è quello di semplice appoggio.

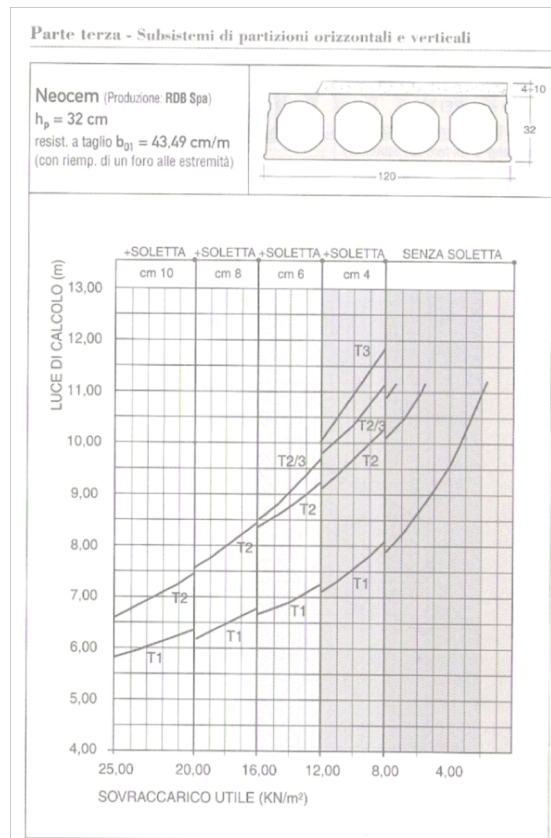


Figura 26: Tabella di predimensionamento solaio alveolare [8]

Si decide quindi di realizzare gli impalcati con lastre alveolari prefabbricate in c.a.p. tipo *Neocem RDB* con altezza del pannello 33 cm e larghezza paria 120 completate con una soletta di calcestruzzo gettata in opera di spessore 5 cm.

Pilastr

I pilastri si sono predimensionati sulla base delle sole sollecitazioni statiche determinate nella combinazione fondamentale e con un tasso di lavoro pari a 0.4 come previsto al Par.7.4.4.5.2.1. In seguito, secondo i criteri di standardizzazione ed economicità

caratteristici della prefabbricazione, si sono assunte effettivamente dimensioni omogenee per tutti i pilastri e con sezione costante su tutta l'altezza dell'edificio. Si riportano quindi solo le caratteristiche del pilastro più sollecitato: P2A

$N_{ed,max}$ [kN]	Tasso di lavoro v_d [-]	$A_{c,min}$ [m ²]	b_x [m]	b_y [m]	A_c [m ²]	l [-]
2093	0.4	0.202	0.50	0.50	0.250	64.6

Tabella 10: Caratteristiche geometriche delle sezioni

Travi

Tutte le travi, nelle differenti tipologie elencate al p.to 3.1.4, sono di tipo prefabbricato in c.a.p. Il predimensionamento viene effettuato tramite le tabelle di figura 27 fornite da [16] in funzione di una prima stima della resistenza meccanica necessaria. Utilizzando un o schema di semplice appoggio ed un carico paria a 8 KN/m², si ottengono le seguenti dimensioni.

Parte quarta - Sistemi costruttivi prefabbricati

TRAVI CON SEZIONE A T ROVESCIO SERIE: TTG (Produzione: GED)											
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PRESTAZIONALI DELLE SEZIONI DI PIÙ FREQUENTE UTILIZZO											
CONFIGURAZIONE	DIMENSIONI				PESO PROPRIO KN/m	MOM. MAX D'ESERCIZIO KNm	TAGLIO MAX DI ESERCIZIO KN	TEGOLI TG CORRELATI H cm	VARIABILITÀ DIMENSIONALI		
	H cm	a cm	b cm	c cm					MINIMA cm	MASSIMA cm	SCANSIONE cm
MINIMA	60	50	20	90	9,50	758	616	40	60	130	10
	70	40	20	80	9,00	846	579	50	30	70	10
	80	30	20	70	8,00	855	499	60	20	60	10
	90	40	30	80	12,00	1395	725	60	70	110	10
	100	30	20	70	9,50	1332	629	80	60	100	10
	110	30	30	70	11,25	1617	693	80	50	90	10
	120	60	40	100	22,00	3580	1516	80	40	80	10
MASSIMA	130	60	50	100	24,50	4194	1646	80	30	70	10
	60	70	20	110	12,50	1031	862	40	60	130	10
	70	70	30	110	15,25	1399	1013	40	30	70	10
	80	70	40	110	18,00	1830	1164	40	20	60	10
	90	70	40	110	19,75	2313	1315	50	70	110	10
	100	70	40	110	21,50	2857	1467	60	60	100	10
	110	70	50	110	24,25	3455	1618	60	50	90	10
120	70	60	110	27,00	4118	1769	60	40	80	10	
130	70	50	110	27,75	4831	1920	80	30	70	10	

Si riportano per ciascuna altezza di trave le caratteristiche delle sole configurazioni minima e massima utilizzate nelle tabelle descrittive delle correlazioni statiche dei sistemi costruttivi con tegoli TG

672

3 Sistemi con copertura piana

TRAVI CON SEZIONE A L SERIE: LTG (Produzione: GED)											
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PRESTAZIONALI DELLE SEZIONI DI PIÙ FREQUENTE UTILIZZO											
CONFIGURAZIONE	DIMENSIONI				PESO PROPRIO KN/m	MOM. MAX D'ESERCIZIO KNm	TAGLIO MAX DI ESERCIZIO KN	TEGOLI TG CORRELATI H cm	VARIABILITÀ DIMENSIONALI		
	H cm	a cm	b cm	c cm					MINIMA cm	MASSIMA cm	SCANSIONE cm
MINIMA	60	50	20	70	8,50	702	217	40	60	130	10
	70	40	20	60	8,00	793	219	50	30	70	10
	80	30	20	50	7,00	818	200	60	20	60	10
	90	40	30	60	10,50	1306	287	60	70	110	10
	100	30	20	50	8,50	1284	254	80	60	100	10
	110	30	30	50	9,75	1524	281	80	50	90	10
	120	70	40	90	23,00	3759	567	80	40	80	10
MASSIMA	130	60	50	80	22,00	3848	560	80	30	70	10
	60	70	20	90	11,50	940	269	40	60	130	10
	70	70	30	90	13,75	1275	319	40	30	70	10
	80	70	40	90	16,00	1665	369	40	20	60	10
	90	70	40	90	17,75	2107	418	50	70	110	10
	100	70	40	90	19,50	2604	468	60	60	100	10
	110	70	50	90	21,75	3147	517	60	50	90	10
120	70	60	90	24,00	3747	567	60	40	80	10	
130	70	50	90	22,25	4403	617	80	30	70	10	

Si riportano per ciascuna altezza di trave le caratteristiche delle sole configurazioni minima e massima utilizzate nelle tabelle descrittive delle correlazioni statiche dei sistemi costruttivi con tegoli TG

675

Figura 27: Tabelle di predimensionamento di travi a "T" e "L"

Si sono quindi adottate travi a sezione a "T" con dimensioni dell'anima 50x70 cm e dente di 20x38 cm per le zone interne degli impalcati di entrambi i piani; travi con sezione ad "L" nelle zone di bordo del piano di copertura aventi dimensioni dell'anima

50x60 cm e dente di 20x28cm; travi porta pannello in c.a.p. a sezione rettangolare di dimensioni 60x39 cm.

2.4. Progettazione sismica secondo “NTC 2008”

2.4.1. Metodo di progettazione

Come già accennato in precedenza in questa prima parte si affronta il problema della progettazione sismica tramite il metodo comunemente chiamato “force-based design”⁹, ovvero tramite un approccio “alle forze”. Tale approccio, seppur con alcune deficienze[21][22], risulta oggi quello più sviluppato ed utilizzato sia nella normativa italiana sia in quella estera.

Prima di passare alla progettazione esecutiva si ripropongono quindi brevemente i passi salienti che caratterizzano questo metodo. La sequenza di operazioni da seguire nel processo di progettazione, riassunte successivamente nel diagramma di flusso, sono:

- 1- Definizione geometrica e predimensionamento degli elementi strutturali
- 2- Stima della rigidezza elastica effettiva sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi e sull’ipotesi del grado di fessurazione atteso.

$$I_{eff} = \beta \cdot I_{gross}$$

- 3- Calcolo del modo di vibrare della struttura e del corrispettivo periodo per strutture a un g.d.l. o di più modi per analisi multi modali.
- 4- Determinazione e combinazione delle azioni generate dalla risposta elastica di ogni singolo modo di vibrare considerandone un numero tale da comprendere almeno l’85% della massa partecipante dell’intero edificio.

$$T_b = Sa(t) \cdot m_e$$

- 5- Calcolo del fattore di riduzione delle forze elastiche determinato in funzione dei materiali, dello schema statico e del livello di duttilità scelto.
- 6- Calcolo dell’azione sismica di progetto T_b , redistribuzione orizzontale tra gli elementi sismo resistenti in funzione della propria rigidezza effettiva e ripartizione per ogni piano in base ad altezze e masse di piano.

$$T_b = \frac{T_{b,E}}{R_\mu}$$

⁹ D’ora in poi si farà riferimento al termine “Forced-based design” con l’abbreviazione FBD

- 7- Determinazione delle azioni intere ed analisi della struttura soggetta alle azioni così determinate
- 8- Progettazione delle zone dissipative della struttura in accordo con i principi della gerarchia delle resistenze.
- 9- Verifica della struttura i termini di spostamento massimo e drift interpiano
- 10- Progettazione delle zone non dissipative della struttura in funzione della resistenza di quelle duttili.

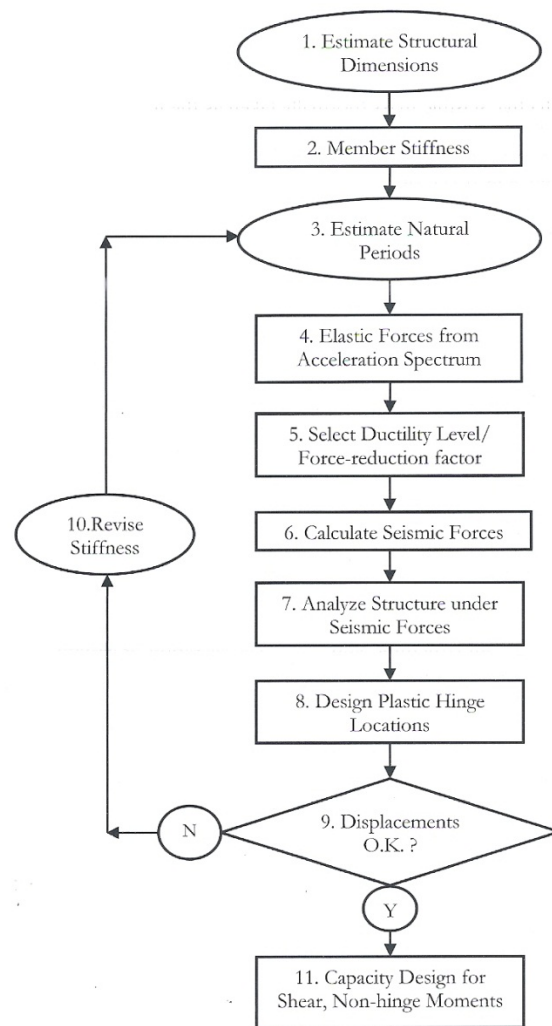


Figura 28: Diagramma di flusso della progettazione sismica tradizionale (Forced-Based design) [12]

2.4.2. Regolarità strutturale

Le verifiche di regolarità risultano essere un passo fondamentale per caratterizzare la risposta della struttura sotto l'azione sismica. Su queste, infatti, si basano le scelte sul metodo di analisi e i tipi modelli ammessi dalle norme.

In accordo con quanto previsto dal Par. 7.2.2-NTC 08 risulta:

Regolarità in pianta

- a) La configurazione in pianta è compatta e simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità.
- b) Il rapporto tra i lati del rettangolo in cui la costruzione risulta circoscritta è inferiore a 4.
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

La presente verifica, fatta a posteriori e poi nel caso resa effettiva tramite accorgimenti costruttivi, presuppone le condizioni di *continuità*, *indeformabilità* nel piano e *resistenza* di tutti gli impalcati della struttura. Tali condizioni, regolando l'interazione della struttura resistente in elevazione con gli elementi orizzontali, permettono notevoli semplificazioni dei calcoli: riduzione dei gradi di libertà del sistema, concentrazioni di masse e applicazione delle azioni sismiche direttamente al centro di massa oltre che ad una redistribuzione più equilibrata e prevedibile delle azioni sismiche tra gli elementi verticali. Tale verifica, però, data la presenza di vuoti che caratterizzano soprattutto l'impalcato di copertura, non risulta immediatamente soddisfatta. Infatti, anche applicando semplicemente quei piccoli accorgimenti costruttivi dettati dalla prassi e dai modelli di calcolo ormai accettati e consolidati¹⁰, la validità di tale ipotesi risulta essere ancora di ambigua attendibilità. Si effettuano quindi le relative verifiche.

Continuità

Dal punto di vista qualitativo si nota che la forma planimetrica dell'impalcato, pur essendo caratterizzata da restringimenti dovuti alla presenza dei vani scala e al patio, nel complesso risulta di forma scatolare chiusa e quindi più rigida. La collocazione dei vani scala, però, proprio in corrispondenza della sezione meno resistente del solaio¹¹,

¹⁰ La normativa, senza esigere specifiche verifiche, prevede che “gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano a condizione che siano realizzati, nel caso di struttura mista, con soletta in c.a. di almeno 50 mm di spessore.

¹¹ La sezione resistente maggiore ha dimensioni 5x3420 cm, ovvero 3 campate. La sezione in corrispondenza del vano scala, invece, essendo già ridotta ad una sola campata (5x1180 cm) a causa del patio, viene ulteriormente ridotta a 5x750 cm per far spazio al vano scala.

oltre ad un sensibile restringimento della sezione comporta l'interruzione della trave a "L" di cordolo. La presenza di questa trave a livello di piano, infatti, aumenterebbe la rigidità dell'implacato come suggerito da [11]. Tali considerazioni rendono ancor più evidente la necessità di un calcolo più accurato che possa accertare la validità dell'ipotesi.

Indeformabilità

Dal punto di vista quantitativo l'indeformabilità si è verificata andando a confrontare gli spostamenti di alcuni nodi¹² della struttura. L'analisi sotto azioni sismiche si è effettuata prima con un modello dotato di solai caratterizzati dalla rigidità reale (vedi p.to 2.4.4 modellazione del solaio) e poi con solai infinitamente rigidi¹³. Dai risultati riportati in tabella 11 si nota come le differenze tra le due modellazioni siano inferiori al 10%, il solaio è quindi rigido nel suo piano.

Sisma X		Sisma Y	
<i>NODO</i>	Δd	<i>NODO</i>	Δd
100	1.05%	100	1.18%
113	0.07%	113	1.17%
124	-0.17%	124	-0.21%
125	-0.17%	125	-0.57%
134	-0.53%	134	-0.20%
135	-0.53%	135	-0.57%
146	-0.83%	146	1.14%
157	-0.78%	157	1.14%
200	-0.76%	200	0.66%
213	-0.25%	213	0.65%
222	-0.17%	222	-0.12%
223	-0.17%	223	-0.38%
234	0.52%	234	0.04%
235	0.59%	235	-0.26%
246	-0.17%	246	0.63%
257	-0.22%	257	0.62%

Tabella 11: Punti di controllo

¹² Come nodi di controllo si sono scelti tutti quelli in cui travi e pilastri si incontrano, ponendo maggior attenzione ai 4 estremi (primo piano:100;113;146;157; secondo piano:200;213;246;257) e a quelli in corrispondenza della minor sezione di solaio (primo piano:124;125;134;135; secondo piano: 223;224;234;235)

¹³ Tramite il software di calcolo si definisce un diaframma per ogni piano in cui tutti i nodi sono collegati rigidamente ad un *nodo master*.

Resistenza

Progettazione e verifica di resistenza degli impalcati nei confronti delle azioni membranali si verificano secondo quanto previsto in Par. 7.3.6.1-NTC 08 oltre che secondo le indicazioni date in Par. 9.10.2 e 10.9.3-EC2, Par. 5.10 e 5.11.3.5-EC8.

Gli impalcati, quindi, si sono dotati di un sistema di incatenamento idoneo per evitare il collasso prematuro rispetto agli elementi duttili; questi, disposti nello spessore della soletta nelle zone perimetrali (interne e ed esterne), nelle zone interne e in quelle di collegamento con gli elementi verticali Fig 29-a, si sono distribuiti uniformemente in entrambe le direzioni garantendo un adeguato ancoraggio e continuità su tutto il perimetro



Figura 29: a) Incatenamenti per azioni accidentali. Fig 9.15 EC-2 b) Zone di verifica di resistenza degli impalcati

Flusso tangenziale all'interfaccia tra Solaio alveolare-Soletta

Il flusso di tensioni tangenziali all'interfaccia tra solaio alveolare e getto integrativo, essendo calcestruzzi gettati in tempi differenti, si verifica secondo le indicazioni date in Par. 6.2.5-EC 2. Nel calcolo della resistenza, equazione (6.25)- EC 2, si fa riferimento solamente alla componente derivante dall'attrito e dalla coesione tra le superfici¹⁴ ottenendo un resistenza pari a $t_{RD}=0.24 \text{ N/mm}^2$. L'intensità delle azioni tangenziali, invece, valutate sia nella condizione sismica che in quella statica secondo l'equazione (6.24)- EC 2, risultano tali da non dover introdurre elementi di collegamento tra i due getti essendo comprese tra $0.007 \div 0.22 \text{ N/mm}^2$ e quindi minore di t_{RD} .

¹⁴ Coefficienti dipendenti dall'adesione del materiale e dalla scabrezza: $c=0.2$; $m=0.6$ (Superficie liscia)

Resistenza della soletta

Per il funzionamento a diaframma degli impalcati risulta inoltre fondamentale la progettazione e la verifica della soletta nei confronti del trasferimento delle azioni membranali. Queste infatti, passando all'interno del getto di completamento in c.a. adeguatamente armato, si convogliano sugli elementi portanti orizzontali per poi trasferirsi alla struttura sismo resistente verticale Fig. 29-b.

Per lo schema statico dell'edificio, non potendo analizzare le solette come travi "snelle" alla Saint Venant si utilizzano i modelli Puntone-Tirante¹⁵. Tali modelli si prestano bene per l'analisi del comportamento di travi tozze/alte o membrature caricate nel piano e vincolate agli estremi come possono essere i diaframmi di piano di un edificio prefabbricato¹⁶. Lungo entrambe le direzioni principali e per entrambi gli impalcati si procede nel seguente modo:

- Individuazione delle zone e delle dimensioni di discontinuità da analizzare
- Calcolo delle forze agenti al contorno (carichi esterni applicati e reazioni vincolari)
- Individuazione della geometria di uno o più tralicci S&T per ciascuna regione
- Calcolo degli sforzi nelle aste dei tralicci
- Progetto delle armature, verifica dei puntoni in calcestruzzo e dei nodi
- Progettazione dei dettagli di collegamento solaio-pilastro

Le "D" region¹⁷ analizzate coinvolgono la totalità dell'impalcato. La presenza di una fitta maglia di pilastri infatti, unico ritegno allo spostamento degli impalcati, non permette l'instaurarsi di una distribuzione di tensioni interne indipendente dalla particolare distribuzione dei carichi applicati. Si distinguono ed analizzano quindi tre differenti zone: i vani scala (zona 1), campi di solaio laterali (zona 2) e campi di solaio centrali (zona 3).

Per ciascuna di esse, per ogni direzioni e per ogni verso dell'azione, schematizzate le azioni del sisma come forze concentrate, si determinano uno o più modelli S&T che soddisfino l'equilibrio di corpo rigido e la resistenza dei materiali della membratura. Basandosi quindi su modelli S&T noti oppure osservando la rappresentazione vettoriale degli sforzi ottenuta tramite FEA¹⁸, si sono costruiti i modelli orientando e collocando puntoni e tiranti lungo la direzione delle linee isostatiche della fase I° non fessurata.

¹⁵ In seguito, per semplicità, si farà riferimento ai modelli Puntone-Tirante con il termine S&T

¹⁶ Modello suggerito anche da Par. 5.10 punto (4)-EC 8

¹⁷ Zone per cui non valgono le ipotesi di Bernoulli ; non è quindi possibile analizzare l'elemento come trave snella

¹⁸ Tramite l'utilizzo del Software Midas Gen, si sono modellati i solai come elementi membrana (*stress plan*); le azioni come *pressure*, ovvero come carico orizzontale uniformemente distribuito, la cui

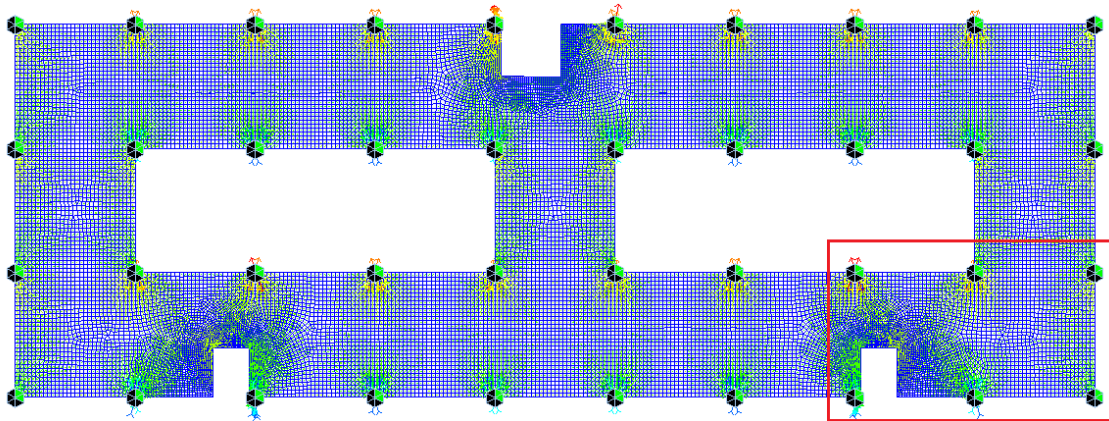


Figura 30: Rappresentazione vettoriale degli sforzi sulla copertura, componenti di trazione e di compressione

Analizzati tutti i possibili campi di solaio con i relativi schemi si procede con il dimensionamento delle catene per il trasferimento delle azioni agli elementi verticali e alla verifica di puntoni, nodi e dei dettagli in corrispondenza di scala e pilastri.

Si presenta a titolo d'esempio il modello utilizzato e i risultati ottenuti per la progettazione e verifica del diaframma di piano nella zona del vano scala (zona 1).

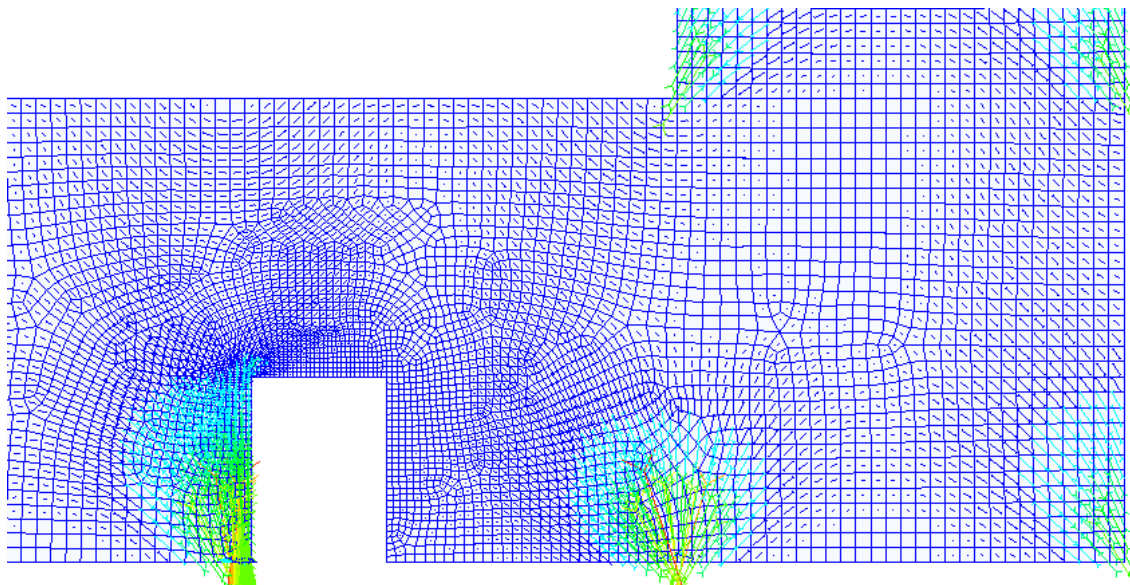


Figura 31: Rappresentazione vettoriale dell'andamento degli sforzi di compressione in prossimità del vano scala

risultante pari è al taglio di piano, e i vincoli come delle cerniere a terra rappresentative del vincolo traslazionale offerto dai pilastri. Inoltre, per ottenere una migliore rappresentazione dell'andamento degli sforzi si è proceduto ad infittire della mesh proprio in prossimità delle zone critiche come pilastri ed apertura dei vani scala.

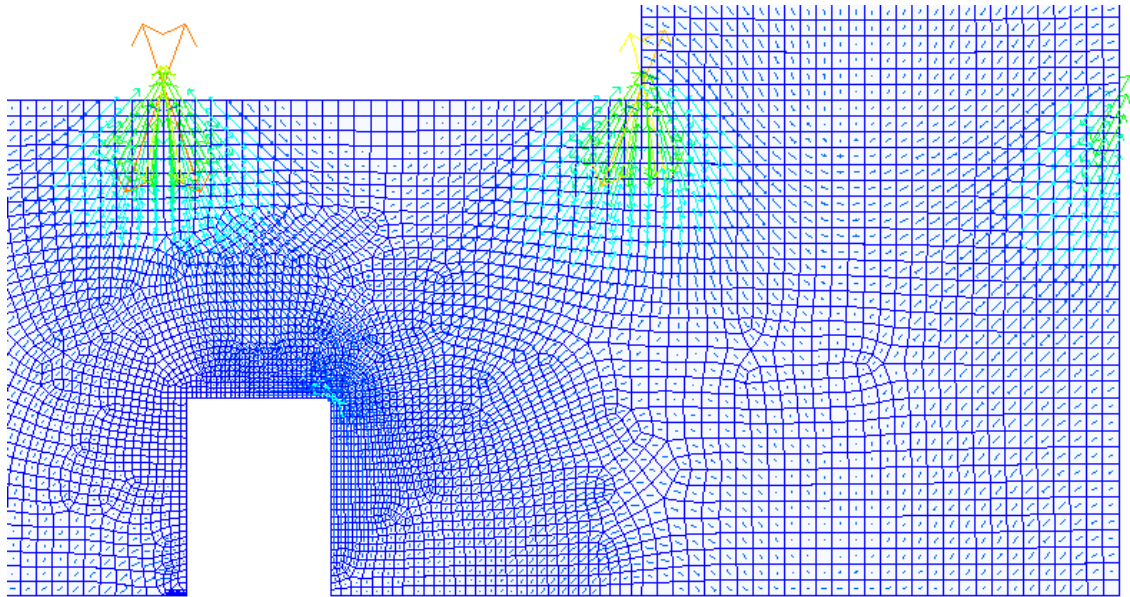


Figura 32: Rappresentazione vettoriale dell'andamento degli sforzi di trazione in prossimità del vano scala

Si determina quindi il possibile modello S&T con cui determinare le azioni interne.

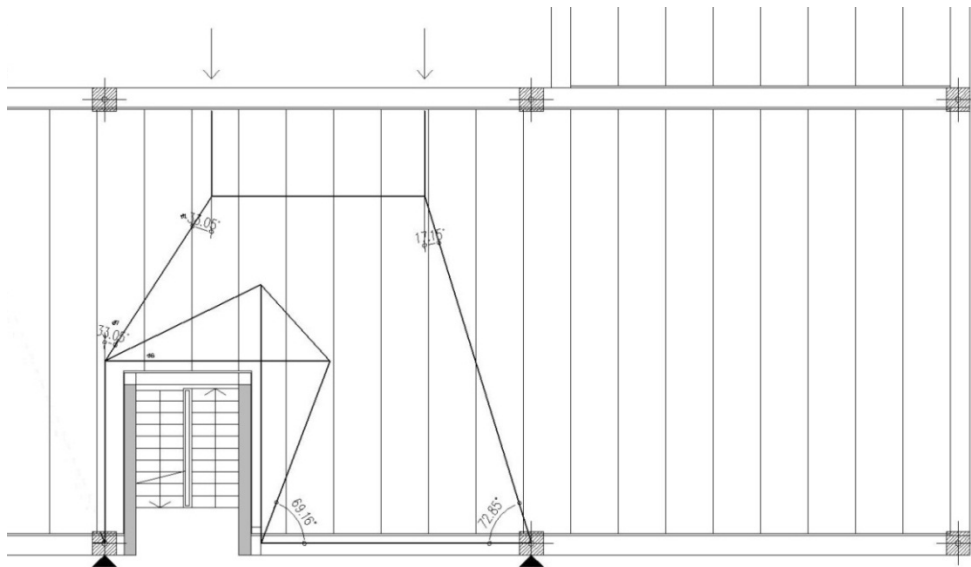


Figura 33: Modello di analisi S&T della zona in prossimità dell'apertura del vano scala

Di notevole importanza per questo edificio è la scelta dello schema statico sismo-resistente. La presenza di elementi verticali diffusi ed uniformi, tipica del sistema intelaiato, permette sicuramente una minor concentrazione di tensioni e deformazioni nell'impalcato minimizzando così il rischio di premature rotture fragili localizzate nel sistema portante orizzontale.

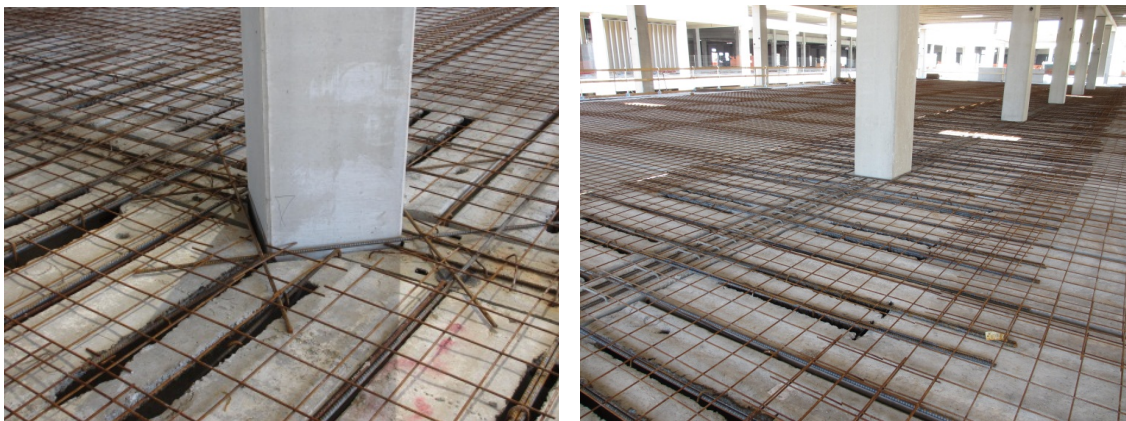


Figura 35: Dettagli di armatura dei solai. Cortesia di MTS Engineering Srl.

Resistenza della piattabanda e scorrimento Trave-Soletta

Le ultime sezioni di verifica sono quella di connessione tra soletta e travi. Come per la collaborazione tra solaio alveolare e cappa di completamento, si verifica lo scorrimento tra l'estradosso della trave in c.a.p. ed il getto della soletta. Dall'analisi sotto carichi statici e sismici risultano però necessari degli elementi di collegamento, si posizionano quindi delle staffe a due bracci $\varnothing 18/100$ per 2 metri dagli estremi e $\varnothing 14/100$ nella zona centrale uscenti dall'estradosso dell'anima della trave. In fine la resistenza al taglio tra anima e piattabanda, valutata tramite la (6.21)-EC 2 risulta garantita posizionando barre $\varnothing 18$ in numero di 2 per ogni lastra alveolare (fig.35). Vedi Tav 5

Le presenti barre, inoltre, hanno il compito di assorbire quel poco di trazioni dovuto all'effetto di vincolo non intenzionale in corrispondenza degli appoggi del solaio alveolare sull'ala della trave; infatti anche se nella fase di progettazione si sono schematizzati come cerniere, si deve considerare gli effetti di possibili gradi di incastro tra elementi prefabbricati. In accordo con la pratica²¹ costruttiva, si posizionano quindi armature anche in negativo per prevenire fenomeni di fessurazione.

In conclusione a questa analisi si può dire che, indipendentemente dalla classe di duttilità, la gerarchia delle resistenze struttura verticale-solaio viene rispettata. Sicuramente il collasso della struttura verticale non sarà preceduto dalla crisi prematura del solaio soggetto ad azioni nel suo piano. L'edificio è regolare in pianta.

²¹ Si sono dimensionate le barre per un momento sull'appoggio paria a 1/3 del momento massimo in campata, $M_{ed} = 82.2 \text{ KNm}$

Regolarità in altezza

- e) Tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione
- f.1) Le variazioni di massa tra un orizzontamento e l'altro non è maggiore del 25%

La variazione di destinazione d'uso tra piano primo e piano di copertura, rispettivamente ambiente ad uso commerciale (Categoria "D") e rimessa per parcheggi (Categoria "F"), porta ad una variazione di massa di 43%.

<i>Elemento</i>	<i>W</i>	<i>M</i>
<i>Solaio</i>	26,420 KN	2,693 t
<i>Travi (T,L, 50x60)</i>	4,633 KN	472 t
<i>Pilastrini e setti</i>	3,367 KN	343 t
<i>Pannelli di parete</i>	1,476 KN	150 t
<i>scale</i>	268 KN	27 t
<i>TOT</i>	36,164 KN	3,686 t

Tabella 12: Pesì e masse sismiche piano primo

<i>Elemento</i>	<i>W</i>	<i>M</i>
<i>Solaio</i>	11,824 KN	1,205 t
<i>Travi (T,L, 50x60)</i>	4,583 KN	467 t
<i>Pilastrini e setti</i>	1,416 KN	144 t
<i>Pannelli di parete e cornicione</i>	7241.40	738 t
<i>scale</i>	134 KN	14 t
<i>TOTALE</i>	25,198 KN	2,569 t

Tabella 13: Pesì e masse sismiche piano copertura

	<i>W</i>	<i>M</i>	DM
<i>Copertura</i>	25,198 KN	2,569 t	-43.52%
<i>1° Piano</i>	36,164 KN	3,686 t	-

Tabella 14: Riassunto pesì e masse sismiche

In questo caso la condizione "f.1" non risulta verificata.

- f.2) La variazione di rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%

La condizione risulta essere soddisfatta senza alcuna verifica particolare. Dato lo schema statico dell'edificio gli elementi sismo-resistenti risultando delle mensole incastrate alla base e collegate semplicemente da travi avente funzione di biella. Non essendoci inoltre rastremazioni della sezione dei pilastri la rigidezza rimane costante su tutta l'altezza.

- g) il rapporto tra la resistenza effettiva e quella richiesta non differisce più del 20% tra un orizzontamento e l'altro.
- h) non ci sono restringimenti della sezione orizzontale della costruzione tra un orizzontamento ed un altro.

L'edificio, quindi, non è regolare in altezza

<i>Regolarità geometrica</i>		<i>Semplificazioni ammesse</i>	
<i>Pianta</i>	<i>Altezza</i>	<i>Modello</i>	<i>Analisi</i>
si	si	piano	Statica lineare
si	no	piano	Dinamica modale
no	si	spaziale	Statica lineare
no	no	spaziale	Dinamica modale

Tabella 15: Metodi di analisi e tipi di modelli ammessi dalle norme in funzione della regolarità dell'edificio

Considerando le condizioni di regolarità appena analizzate la normativa permetterebbe l'utilizzo di un modello piano valutato tramite un'analisi dinamica a causa dell'irregolarità in altezza. Questa è dovuta alla distribuzione non uniforme delle masse che possono quindi comportare da modi di vibrare superiori²². Data però la possibilità di utilizzare strumenti dotati di adeguata capacità di calcolo e la volontà di ottenere un modello più completo ed una valutazione più raffinata del comportamento dinamico dell'edificio, si procederà con il “metodo normale” di riferimento proposto dalla normativa, ovvero “la determinazione degli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi tramite analisi dinamica modale associata allo spettro di risposta di progetto”²³ ed applicata ad un modello tridimensionale della struttura”.

²² $T_1=1.36$ s, Massa partecipante 80% tran. Y; $T_2=1.36$ s, massa partecipante 80% tran. X; $T_3=1.26$ s, massa partecipante 84% rotn. Z; $T_4=0.24$ s, massa partecipante 14% tran. Y; $T_5=0.24$ s, massa partecipante 14% tran X; $T_6=0.22$ s, massa partecipante 15% rotn. Z

²³ Cap. 7, par. 7.3.2. NTC 08.

2.4.3. Criteri di modellazione

La modellazione della costruzione viene eseguita tramite software di calcolo ad elementi finiti MIDAS Gen 2012.

La modellazioni della struttura è uno dei punti cruciali dell'analisi di una costruzione sotto azioni sismiche. In ragione di questo le norme riassumono i criteri di modellazione imponendo che “Il modello della struttura debba essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni di massa, rigidezza e resistenza”²⁴ considerando opportunamente, oltre all'eventuale comportamento non lineare della struttura, anche il contributo degli elementi non strutturali sia in termini di massa che di rigidezza. Per le azioni, invece, si è considerata anche un'eccentricità accidentale data l'aleatorietà del fenomeno scatenante e l'incertezza sull'effettiva coerenza tra modello matematico e struttura reale .

Nella modellazione si pone quindi particolare attenzione verso i seguenti aspetti:

Rigidezza degli elementi fessurati

Nella modellazione degli elementi strutturali soggetti ad azioni cicliche si tiene in conto dei fenomeni fessurativi che, data la reversibilità dell'azione e la scarsa resistenza a trazione dei materiali, comportano una riduzione delle rigidezza flessionale iniziale degli elementi sismo-resistenti. Tale ipotesi viene considerata apportando all'inerzia di alcuni elementi²⁵ un coefficiente di riduzione. (vedi anche p.to 2.4.9)

Indeformabilità dei diaframmi

Sulla base delle analisi esposte al p.to. 2.4.2 si considerano diaframmi di piano infinitamente rigidi in entrambe le direzioni. Tale condizione viene realizzata definendo, per ogni piano, un *master node* a cui tutti i nodi appartenenti a quel piano sono collegati rigidamente tramite dei *rigid link*. Questa condizione ricopre un ruolo fondamentale per un buon comportamento della struttura durante l'evento sismico. Resistenza, rigidezza e indeformabilità consentono, infatti, collaborazione degli elementi strutturali e ridistribuzione delle forze di inerzia indotte dal sisma.

²⁴ NTC 08 Cap. 7 par 7.2.6, Criteri di modellazione delle strutture e azione sismica.

²⁵ La riduzione della rigidezza è stata considerata solo per i pilastri ovvero solo quegli elementi per cui è prevista la formazione di cerniere plastiche. In tali zone, infatti, il fenomeno di fessurazione è tale da influenzare considerevolmente il comportamento globale della struttura aumentandone il periodo proprio e diminuendone le forze agenti. Per le travi precomprese, invece, dato lo schema statico di semplici aste incernierate agli estremi e quindi non soggette a “momenti sismici”, non viene considerato tale coefficiente. E' lecito infatti supporre che lo stato fessurativo indotto dai soli carichi gravitazionali non sia tale da influenzare il comportamento globale dell'edificio, si veda anche p.to 2.4.9.

Tridimensionalità dell'azione

La struttura, studiata tramite un modello tridimensionale, viene analizzata sotto azioni sismiche composte dalle sole componenti orizzontali nelle due direzioni principali. La componente verticale non è presa in considerazione in quanto non ci sono elementi a mensola o con luce superiore a 20 m, la struttura non è di tipo spingente o sospesa e non presenta pilastri in falso.

Eccentricità

Per tener in conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica, per ogni piano, si tiene in conto di un'eccentricità accidentale costante per intensità e direzione. L'entità delle azioni generate vengono calcolate automaticamente dal software a cui viene imposto quindi solamente il valore pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica: eccentricità direzione x pari a 1.73 m, eccentricità in direzione y paria a 4.91 m. Gli effetti finali, invece, tenendo conto delle possibili combinazioni di collocazione e direzione dell'azione sismica, vengono considerati nelle combinazioni di carico definite nel modello matematico²⁶.

2.4.4. Modellazione della struttura

Solaio

L'elemento utilizzato per modellare il comportamento meccanico dei solaio alveolari ($h = 33+5$ cm) deve essere in grado di rappresentarne accuratamente la rigidità assiale²⁷. I solaio sono quindi modellati tramite elementi *membrane/plane stress* (elementi a stato di sforzo piano), ovvero elementi in grado di trasmettere forze solamente nel proprio piano. I passi seguiti per determinare le caratteristiche meccaniche e geometriche equivalenti sono:

- definizione dell'area interessata
- calcolo del volume di omogeneizzato del solaio
- stima dello spessore equivalente della membrana uguagliando il volume omogeneizzato e quello dell'elemento membrana
- definizione del modello di calcestruzzo per il solaio

²⁶ Il software *Midas Gen* permette di definire manualmente l'entità dell'eccentricità, si creano così 2 ulteriori combinazioni carico caratterizzate dalla sigla (*ES*) corrispondenti alle azioni generate dalle sole eccentricità, combinate poi con le altre azioni agenti sulla struttura.

²⁷ Rigidità flessionale, in questa fase, non è rilevante in quanto se ne vuole simulare solamente il comportamento puramente membranale nel piano come collegamento rigido tra tutti i nodi.

Si definisce pertanto un elemento con spessore equivalente $h = 28$ cm caratterizzato da una massa volumica nulla ed un modulo elastico equivalente $E_{eq} = 31447$ N/mm².

Sezioni elementari	$A_{sezione}$ [m ²]	V_{cls} [m ³ /m ²]	A_{solaio} [m ²]	P [%]	n [G _s /G _c]	Vto [m ³ /m ²]	s [m]
alveolare	0.211	0.176	121.0	-	1.16	34.0	0.28
massetto	0.075	0.063					
acciaio	-	-	-	1.0%	6.16		

Tabella 16: Spessore equivalente del solai

La modellazione del solaio, avendolo discretizzato mediante una mesh di elementi finiti piani triangolari (CST) e quadrilateri, risulta “mesh dependent”. L’analisi, condizionata dalle operazioni di definizione del modello, risulta tanto più significativa quanto maggiore è il grado di dettaglio della mesh. Si è quindi proceduto iterativamente per determinare il livello di dettaglio della mesh adeguato per l’analisi.

Travi

Le travi, una volta definite le caratteristiche geometriche presentate al p.to 2.1.4, si sono modellate tramite elementi *frame* considerando come asse di calcolo quello baricentrico. Tali elementi sono dotati di rigidità assiale flessionale. Si sono poi assegnate le caratteristiche meccaniche definendo una classe di resistenza C45/55 per tutte le travi.

Mensole

Le mensole, non volendo studiarne ora il comportamento meccanico puntuale, si sono considerate per simularne solamente il contributo cinematico dato all’intera struttura. Modellate tramite il comando *end offset* permettono quindi di considerare l’effettiva collocazione del nodo trave colonna, realmente disallineato dall’asse di calcolo dei pilastri. L’entità di tale estremità rigida, variando per travi a “T” e a “L”, viene calcolata come la distanza tra l’appoggio della trave (baricentro del triangolo delle pressioni sulla mensola) e l’asse di calcolo dei pilastri.

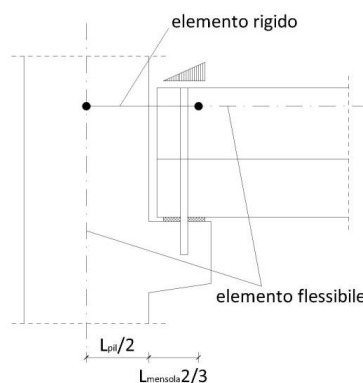


Figura 36: Schema per la modellazione delle mensole

Pilastr

I pilastri sono modellati anch'essi tramite elementi *frame* di forma rettangolare e dimensione 70x70 cm. L'asse di riferimento considerando è quello baricentrico rispetto alla sezione. Le caratteristiche meccaniche, invece, si sono considerate assegnando il materiale calcestruzzo C45/55 e riducendo l'inerzia effettiva con un coefficiente $\beta=0,5$.

Fondazione

Non volendo studiare in questo momento l'interazione fondazione-struttura, le fondazioni si sono modellate semplicemente tramite un vincolo ad incastro rotazionale e traslazionale. La posizione effettiva di tale vincolo si ipotizza essere a livello del collo del bicchiere di fondazione. L'ipotesi di base fatta per il modello matematico deve però trovare un riscontro effettivo nell'esecuzione materiale del dettaglio costruttivo pilastro-soletta del piano terra. Le pavimentazioni industriali, infatti, avendo spessori che raggiungono anche i 25 cm, possono fungere efficacemente da vincolo alle traslazioni²⁸. La corretta realizzazione, coerente con il modello adottato e necessaria per un buon funzionamento della pavimentazione, prevede quindi il posizionamento di uno strato "morbido" (i.e. pannello in polistirene) intorno al pilastro al momento del getto della soletta.

Pannelli

I pannelli, in accordo con i criteri di modellazione dettati dalla normativa, non vengono modellati direttamente in quanto si ipotizza che il loro contributo alla rigidezza risulti trascurabile nei confronti del comportamento globale della struttura. Tale ipotesi risulta valida se accompagnata dall'effettiva realizzazione di vincoli pannello-struttura che permettano ed assecondino gli spostamenti della struttura. Studi in merito al comportamento ed al contributo dei pannelli dicono infatti che, in funzione del grado di vincolo offerto dai collegamenti meccanici dei pannelli, questi richiamano sulla struttura maggiori forze sismiche. L'errata, o non adeguata, progettazione e realizzazione di tali zone può quindi comportare sostanziali modifiche nello schema statico portando a comportamenti differenti da quelli previsti in fase di progetto. Gli effetti dei terremoti dell'Emilia e dell'Aquila sono appunto gli esiti di tale approccio. Sulla base di tale ipotesi i pannelli vengono quindi inseriti solo come carichi/masse applicati direttamente alla struttura. Calcolato il carico equivalente questi vengono applicati alle travi come carichi linearmente distribuiti, per i pannelli orizzontali, e come carichi puntuali applicati ai nodi dei pilastri, per i pannelli verticali.

²⁸ Nell'altro caso si dovrebbe modellare il nodo in fondazione come un incastro alla base associato a una cerniera superiore. Questa, collocata in asse con la pavimentazione industriale, ne dovrebbero rappresentare l'efficacia del vincolo traslazionale.

Connessioni

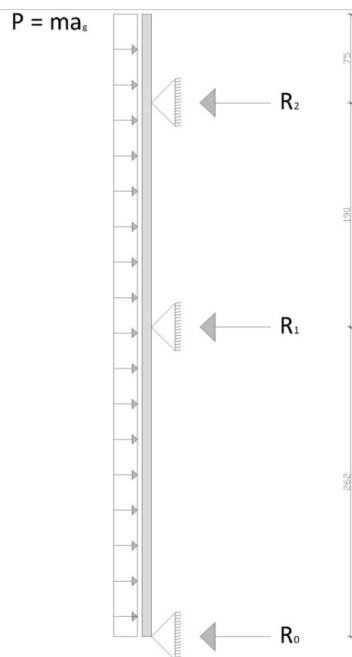
I gradi di libertà svincolati in corrispondenza di qualsiasi nodo sono applicati agli elementi stessi e non ai nodi, facendo attenzione a non creare delle pseudo-labilità interne alla struttura.

Tutte le connessioni trave-pilastro, essendo considerate delle cerniere nelle direzioni y e z locali, vengono modellata tramite il comando *end releases* il quale permette di eliminare tutte le reazioni associate alle rigidzze rotazionali della connessione stessa.

Masse

Le masse si sono inserite in parte manualmente ed in parte modellate direttamente dal calcolatore una volta stabiliti quali dei carichi gravitazionali considerare. Queste vengono modellate come masse traslazionali concentrate ai nodi per cui ad ogni nodo viene assegnata metà della massa di tutti gli elementi che si connettono.

Particolare attenzione si pone nella modellazione della massa dei pannelli; per questi infatti si deve considerare solamente la massa che effettivamente risulta coinvolta nel moto oscillatorio della struttura. Una quota parte di questa, quindi, non si è considerata in quanto gravante direttamente sul cordolo di fondazione. Supponendo un'accelerazione ed una distribuzione della massa omogenee lungo l'altezza del pannello si stima qualitativamente l'effettiva massa per ogni piano con il seguente schema statico equivalente di trave su tre appoggi²⁹.



$$\%M_0 = \frac{R_0}{R_0 + R_1 + R_2} = 20.3 \%$$

$$\%M_1 = \frac{R_1}{R_0 + R_1 + R_2} = 50.9 \%$$

$$\%M_2 = \frac{R_2}{R_0 + R_1 + R_2} = 28.8\%$$

Figura 37:Modello equivalente per la stima della discretizzazione della massa

²⁹ I sistemi di ritegno degli elementi prefabbricati, non offrendo un grado di vincolo alla rotazione del pannello, si considerano come semplici appoggi.

Si riporta ora una rappresentazione grafica del modello appena descritto

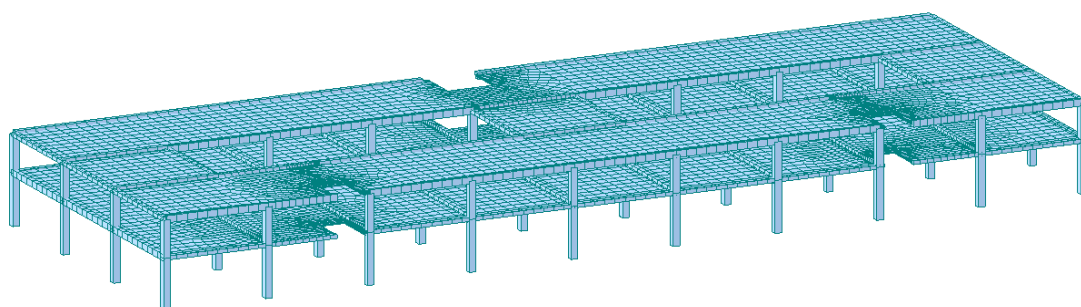


Figura 38: Modello 3D dell'edificio agli elementi finiti (7340 nodi)

2.4.5. Modellazione delle azioni

Azioni gravitazionali

Tutte le azione gravitazionali, permanenti e variabili, definite al p.to 2.2 si sono modellate come carichi applicati direttamente alla struttura. Inserendo il valori caratteristici delle intensità dei carichi per unita di area e definite poi le aree corrispondenti ad ogni tipologia di carico, il solutore ha proceduto a trasformarli come carichi linearmente distribuiti sulle corrispettive travi principali.

Solamente i carichi permanenti propri degli elementi strutturali travi e pilastri vengono modellati e considerati direttamente dal solutore moltiplicando il loro volume, funzione delle geometrie inserite nel modello, per la densità del materiale associato (2500 Kg/m^3). I carichi permanenti propri dei solaio invece, avendo modellato il comportamento meccanico a membrana con spessore equivalente e non l'effettiva geometria, sono stati considerati ed inseriti insieme a alle azioni gravitazionali.

I carichi dovuti al peso proprio dei pannelli esterni gravanti sia sulle le travi che sui pilastri si sono modellati come carichi linearmente distribuiti data la presenza di connessioni distribuite su tutta la loro lunghezza.

Azione del vento

Le azione del vento, le cui intensità per m^2 , altezza, direzione e verso sono definite al p.to.2.2.2, si sono modellate come carichi lineari applicati direttamente ai pilastri in funzione delle aree di competenza di ognuno. Nell'analisi non si si sono considerate le componenti di pressione e depressione agenti sulle pareti interne del patio del primo piano in quanto di difficile definizione numerica ed irrisoria rilevanza nell'analisi globale.

Sisma

L'azione conseguente al moto sismico, come previsto al Par. 7.2.6-NTC 08, viene modellata direttamente tramite gli spettri di risposta normalizzati definiti al p.to 2.2.3. Inserendo le coppie di valori $T[s]$ (periodo) e $a_g [g]$ (accelerazione spettrale) corrispondenti agli accelerogrammi allo SLV ed SLD si determina in seguito, tramite analisi modale, le corrispettive azioni. Data la linearità del problema gli spettri inseriti sono quelli elastici e, al momento della progettazione/verifica, le azioni generate si sono ridotte tramite il coefficiente di struttura per tener in conto delle capacità dissipative del sistema.

Fattore di struttura

Il fattore di struttura rappresenta uno dei concetti chiavi della normativa antisismica. Progettare strutture sfruttando adeguatamente le capacità dissipative delle strutture è infatti uno degli obiettivi della progettazione FBD. Data la complessità di un approccio tramite metodi non lineari nella fase progettuale, la risposta anelastica della struttura viene approssimata tramite un'appropriata interpretazione della risposta di un sistema elastico equivalente caratterizzato però da uno specifico fattore di struttura.

Optando per una progettazione degli elementi in classe di duttilità "B" la struttura risulta caratterizzata quindi da un fattore di struttura q_0 pari a $3a_u/a_1$ ³⁰. Data la scarsa disponibilità di possibili zone dissipative nella struttura collocate esclusivamente alla base delle colonne, si assegna al coefficiente moltiplicatore a_u/a_1 un valore unitario. Verificata inoltre l'irregolarità in altezza della struttura si introduce un fattore correttivo K_R pari a 0.8. Considerazioni successive in merito alla non linearità geometrica portano in fine all'adozione di un coefficiente di struttura pari a 2.1

Lo spettro che ne deriva, con valore delle ordinate abbattuti di un fattore q è raffigurato in Fig. 39.

³⁰ Tabella 7.4.II-NTC 08

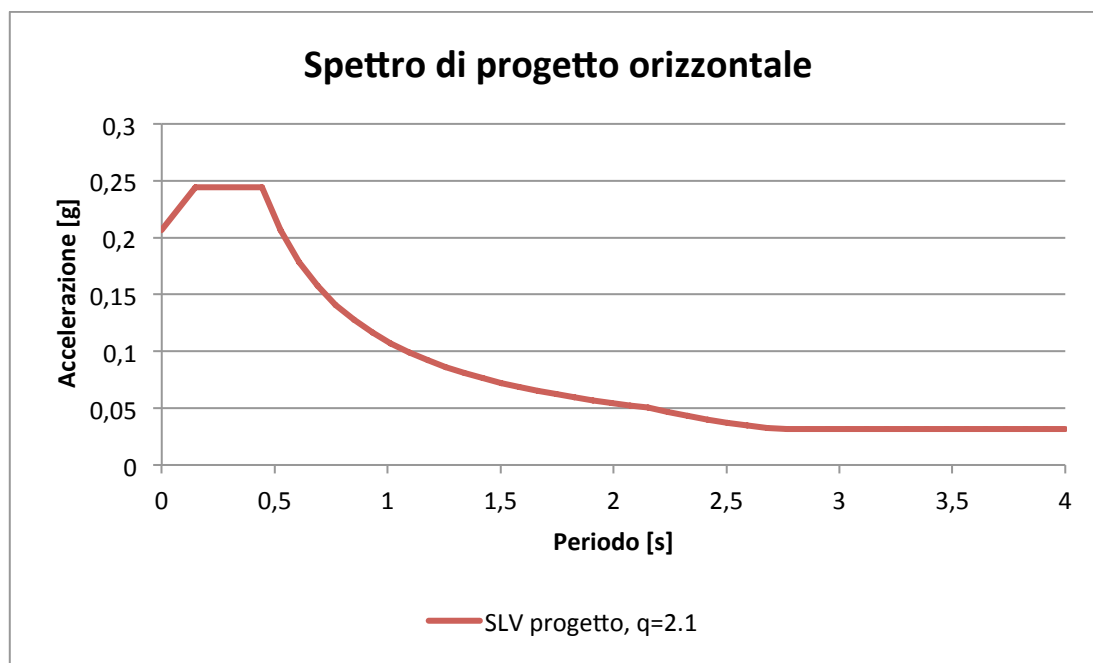


Figura 39: Spettro di progetto in accelerazione³¹

2.4.6. Combinazione

Con riferimento al Cap. 2 -NTC 08 si sono considerate tutte le combinazioni necessarie sia per le verifiche agli stati limite ultimi sia per quelle in esercizio di par. 2.5.3 eq. 2.5.1÷2.5.5, in associazione con i coefficienti di sicurezza g_{Gi} e g_{Qj} di *tabella 2.6.I* e coefficienti di combinazione delle azioni di *tabella 2.5.I*

2.4.7. Analisi modale

Si presentano ora l'analisi e le verifiche effettuate sulla base delle ipotesi e del modello precedentemente descritto. L'analisi della struttura soggetta ad azione sismiche, seppur avendo ipotizzato un comportamento dissipativo, e quindi non lineare, degli elementi verticali, si è analizzata tramite un modello lineare ponendo particolare attenzione alla definizione delle azioni sollecitanti (assunzione di un fattore di struttura ed attuazione dei principi del capacity design), della rigidità degli elementi sismoresistenti ed operando adeguate verifiche in termini di resistenza e duttilità.

³¹ Sono presenti due spettri in quanto le successive analisi comprendenti anche gli effetti del secondo ordine hanno constatato la necessità di dover diminuire il fattore di struttura fino ad un valore pari a 2.1 al fine di ridurre gli spostamenti, e quindi gli effetti ad essi correlati.

Come definito al p.to 2.4.2 si effettua l'analisi con il "metodo normale" di riferimento proposto dalla normativa. Si riportano nelle seguenti tabelle i principali risultati che caratterizzano il comportamento dinamico della struttura

Mode	PERIODI [s]	MASSE PARTECIPANTI [%]		
		TRAN-X	TRAN-Y	ROTN-Z
1	1.364	3.2	80.3	0.6
2	1.363	80.8	3.2	0.0
3	1.259	0.0	0.5	84.1
4	0.236	2.1	13.9	0.0
5	0.236	13.9	2.1	0.0
6	0.220	0.0	0.0	15.3

Tabella 17: Periodi dei modi di vibrare e masse partecipanti della struttura

2.4.8. Verifiche allo stato limite di danno (SLD)

Le verifiche allo stato limite di danno si sono eseguite in accordo a quanto previsto al Par. 7.3.7.2-NTC 08. Per la struttura in esame si definisce come stato limite ultimo quello corrispondente ad uno spostamento interpiano pari a $0.01 \cdot h$. Tali verifiche vengono effettuate precedentemente a quelle per lo stato limite di salvaguardia della vita in quanto sicuramente più restrittive. Infatti, seppur avendo assunto un coefficiente di struttura non elevato, e quindi azioni di una certa intensità, lo schema statico dei pilastri comporta un'elevata flessibilità, gli effetti deformativi risultano essere quindi più vincolanti. Tale caratteristica influirà anche nel controllo degli effetti del secondo ordine. Sulla base delle dimensioni ottenute dal predimensionamento si ottengono i seguenti risultati

Direzione x					
	<i>h interpiano</i>	<i>Drift interpiano max</i>	<i>Drift interpiano Ratio max</i>	<i>Drift interpiano</i>	<i>Drift interpiano Ratio</i>
	[m]	[m]	[-]	[m]	[-]
2F	3.80	0.038	0.01	0.0340	0.0089
1F	5.24	0.0524	0.01	0.0253	0.0048

Tabella 18: Verifica del drift direzione "X"

Direzione y					
	<i>h interpiano</i>	<i>Drift interpiano max</i>	<i>Drift interpiano Ratio max</i>	<i>Drift interpiano</i>	<i>Drift interpiano Ratio</i>
	[m]	[m]	[-]	[m]	[-]
2F	3.80	0.038	0.01	0.0449	0.0118
1F	5.24	0.0524	0.01	0.0341	0.0065

Tabella 19: Verifica del drift direzione "Y"

Tali valori non soddisfano le prescrizioni date precedentemente quindi, richiedendo la compatibilità degli spostamenti con le caratteristiche meccaniche di materiale e soprattutto delle connessioni dei pannelli prefabbricati, si è proceduto incrementando la sezione dei pilastri da 50 x 50 cm a 70 x 70 cm così da garantire un adeguato controllo degli spostamenti interpiano ottenendo infine i risultati esposti in tabella 20-21.

Direzione x					
	<i>h interpiano</i>	<i>Drift interpiano max</i>	<i>Drift interpiano Ratio max</i>	<i>Drift interpiano</i>	<i>Drift interpiano Ratio</i>
	[m]	[m]	[-]	[m]	[-]
2F	3.80	0.038	0.01	0.0251	0.0066
1F	5.24	0.0524	0.01	0.0186	0.0036

Tabella 20: Verifica del drift direzione "X"

Direzione y					
	<i>h interpiano</i>	<i>Drift interpiano max</i>	<i>Drift interpiano Ratio max</i>	<i>Drift interpiano</i>	<i>Drift interpiano Ratio</i>
	[m]	[m]	[-]	[m]	[-]
2F	3.80	0.038	0.01	0.0323	0.0085
1F	5.24	0.0524	0.01	0.0242	0.0046

Tabella 21: Verifica del drift direzione "Y"

2.4.9. Non linearità meccanica

La non linearità meccanica, come già visto al p.to 3.4.4, si è considerata direttamente nella fase di modellazione andando a modificare la rigidezza effettiva degli elementi strutturali tramite un coefficiente riduttivo β . Tale coefficiente, non potendo conoscere a priori lo stato fessurativo a cui saranno soggetti le strutture, si è assunto arbitrariamente in accordo quanto prescritto in 7.2.6-NTC 08 e confrontato successivamente con i valori di tabella 22 proposti in [19].

Membri strutturali	intervallo di J_r/J_i	J_r/J_i raccomandato
Travi rettangolari	0.30 - 0.50	0.40
Travi a "T" e a "L"	0.25 - 0.45	0.35
Colonne, $N > 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A$	0.70 - 0.90	0.80
Colonne, $N = 0.2 \cdot f_{cd} \cdot A$	0.50 - 0.70	0.60
Colonne, $N = -0.05 \cdot f_{cd} \cdot A$	0.30 - 0.50	0.40

Tabella 22: Momenti di inerzia ridotti per elementi fessurati [Paulay e Priestley, 1992][9]

Poiché sono presenti anche elementi precompressi si è deciso di differenziare la modellazione di questi ultimi da quella dei pilastri in c.a.

Per le sezioni fessurate di elementi in c.a. si è quindi scelto un valore di $\beta = 0.5$. L'inerzia risulta quindi pari a $J^* = \beta \cdot J_c = 0.5 \cdot J_c$

La rigidezza della sezione fessurata di elementi in c.a.p. quali travi e solai, invece, viene assunta pari a quella della sezioni interamente reagente. Non si applica quindi nessun coefficiente riduttivo dell'inerzia di tali elementi. Questa scelta è giustificata dal fatto che nel caso di elementi precompressi è atteso un livello di fessurazione molto contenuto rispetto ai corrispondenti elementi in c.a.; non potendo però quantificare un preciso valore del coefficiente riduttivo da utilizzare si è deciso di mantenere la sezione integra.

La correttezza del coefficiente di riduzione ipotizzato per i pilastri si è verificato a posteriori successivamente alle analisi non lineari. Si può quindi constatare che effettivamente il valore di β ipotizzato non sia corretto ma comporta una sovrastima, di quella che è la reale rigidezza della struttura successivamente ai fenomeni di degrado dovuti all'azione ciclica del sisma. Tale sovrastima, seppur limitata, comporta però una sottostima dei reali spostamenti dell'edificio che quindi, come confermato dalle analisi non lineari, non permette un adeguato controllo della performance dell'edificio in termini di resistenza degli elementi non strutturali, ovvero dei collegamenti pannello struttura.

2.4.10. Non linearità geometrica-Effetti PD

Avendo ammesso e volendo che la struttura entri in campo plastico durante eventi sismici di una certa entità, questa sarà soggetta a spostamenti e deformazioni; la normativa però, al Par. 7.3.1-NTC 08, impone di controllare tali effetti e di considerarli nell'analisi di modo che non provochino un eccessivo incremento delle forze agenti sugli elementi strutturali. Gli effetti del secondo ordine³², quindi, si sono considerati moltiplicando l'azione tagliante derivante dall'analisi elastica³³ per il coefficiente correttivo $1/(1-\nu i)$. Tale coefficiente, per ogni piano e direzione, si è valutato tramite la formula proposta in [15] anziché tramite quella proposta dalle NTC 08. In tali linee guida, infatti, si propone una più corretta valutazione per la tipologia strutturale analizzata³⁴ basata su considerazioni sul significato "fisico" di tale coefficiente, ovvero

³² Di seguito si farà riferimento agli effetti del secondo ordine con il termine *effetti PD*

³³ Considerando il fattore di struttura q diverso da 1

³⁴ La differente formulazione trae origine dal fatto che le deformate di una tipica struttura prefabbricata con travi incernierate ai pilastri sono diverse da quelle di una struttura a nodi rigidi. Si considera quindi l'effettiva parte di edificio che sta al di sopra del livello preso in esame ed in particolare l'effettiva

come rapporto tra momenti del primo ordine e momenti del secondo ordine. Con riferimento alla fig. 40 ed alla formula (2) si calcolano quindi i differenti valori di ϑ .

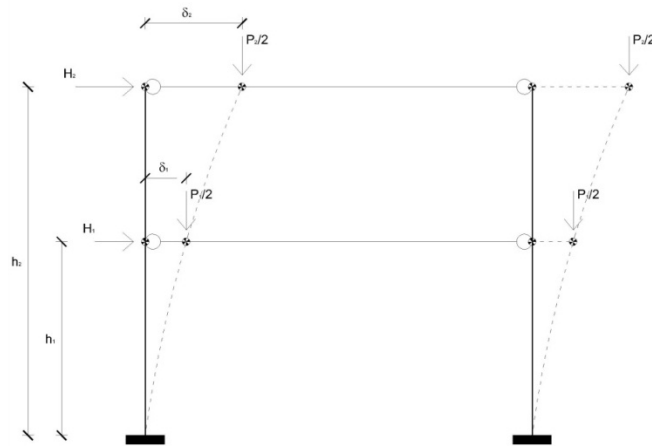


Figura 40: Effetti del secondo ordine

$$\theta_i = \frac{\sum_{i=j+1}^N [P_i(\delta_i - \delta_j)]}{\sum_{i=j+1}^N [H_i(h_i - h_j)]} \quad (2)$$

Spostamenti medi dei piani d_i e forze di piano H_i associati all'azione sismica sono ricavati facendo riferimento ad un unico sistema di forze equilibrato e non utilizzando i risultati dell'analisi modale. Considerando quindi solo il modo di vibrare prevalente, primo modo in X ed Y, per ciascuna delle due direzioni si ottengono i seguenti valori

Direzione X	P_i	$\Delta_{i,m}$	d_i	Taglio di piano (inel)	H_i	Parametro
	[KN]	[m]	[m]	$F_{bx,i}$ [KN]	[m]	ϑ_i
1° Livello	27512	0.042	0.043	3802	5.24	0.065
2° Livello	15807	0.101	0.058	2384	9.04	0.244

Tabella 23: Coefficiente teta direzione "X"

Direzione Y	P_i	Δ_i	d_i	Taglio di piano (inel)	H_i	Parametro
	[KN]	[m]	[m]	$F_{bx,i}$ [KN]	[m]	ϑ_i
1° Livello	27512	0.042	0.043	3794	5.24	0.067
2° Livello	15807	0.101	0.058	2381	9.04	0.244

Tabella 24: Coefficiente teta direzione "Y"

posizione dei carichi verticali nella condizione deformata. (deformata a mensola). Studi effettuati da Assobeton su semplici telai piani confermano la miglior accuratezza della formula utilizzata.

Dall'analisi effettuata il coefficiente ϑ risulta maggiore di 0.2. In questo caso la normativa non fornisce indicazioni precise per valutare gli effetti PD e, non volendo far ricorso in questa fase di progettazione ad analisi non lineari, si segue nella progettazione utilizzando un coefficiente di struttura q ridotto rispetto a quello precedente scelto in modo tale da diminuire gli effetti PD ed incrementare i momenti del primo ordine. Procedendo iterativamente si determina il minimo valore di q , assunto poi uguale per entrambe le direzioni, che possa garantire un $\vartheta < 0,2$.

Adottando quindi un valore del coefficiente di struttura $q = 2.1$ si ottengono i seguenti risultati

Direzione X	P_i	$\Delta_{i,m}$	$\Delta_{ri,m}$	Taglio di piano (inel)	H_i	Parametro ϑ_i	$1/(1-\vartheta_i)$
	[KN]	[m]	[m]	$F_{bx,i}$ [KN]	[m]		
1° Livello	27512	0.042	0.043	4224	5.24	0.130	1.15
2° Livello	15807	0.101	0.058	2649	9.04	0.197	1.25

Tabella 25: coefficiente teta direzione "X"

Direzione Y	P_i	Δ_i	Δ_{ri}	Taglio di piano (inel)	H_i	Parametro ϑ_i	$1/(1-\vartheta_i)$
	[KN]	[m]	[m]	$F_{bx,i}$ [KN]	[m]		
1° Livello	27512	0.042	0.043	4216	5.24	0.130	1.15
2° Livello	15807	0.101	0.058	2645	9.04	0.198	1.25

Tabella 26: Coefficiente teta direzione "Y"

2.4.11. Tagli di piano

Dall'analisi modale si ottengono i seguenti tagli di piano elastici.

Story	Spectrum	Shear Force	
		X (kN)	Y (kN)
2F	Sisma x	5723	
1F		9124	
2F	Sisma y		5713
1F			9106

Tabella 27: Tagli di piano elastici

In fine, adottando un valore di q uguale per tutti i piani e direzioni pari al maggiore tra quelli evidenziati in tabella 25-26, le forze di piano amplificate tramite il coefficiente appena determinato risultano quindi le seguenti.

Story	Spectrum	Shear Force	
		X (kN)	Y (kN)
2F	Sisma x	3301	
1F		5262	
2F	Sisma y		3295
1F			5252

Tabella 28: Forze di piano di progetto con $q=2.1$ ed effetti PD compresi ³⁵

2.4.12. Premesse alla progettazione

Le caratteristiche principali dei materiali utilizzati sono descritte al p.to 2.1.6.

Le condizioni di minima duttilità prevista in Par. 7.4.4 –NTC 08, sia in termini di materiali che di elementi e struttura nella sua globalità, si ritengono automaticamente soddisfatte applicando le specifiche regole di progetto e di gerarchia delle resistenze indicate per questa tipologia costruttiva.

Gli elementi strutturali, data la scarsità di zone dissipative, si sono progettati considerando la *classe di duttilità B* e nel rispetto dei quantitativi minimi geometrici e meccanici relativi al Cap. 7-NTC 08.

Le verifiche vengono effettuate tramite l'ausilio del programma V.C.A. SLU

2.4.13. Progetto e verifica degli elementi verticali

Le sollecitazioni con cui si dimensionano e verificano gli elementi strutturali si sono ricavate dai risultati ottenuti dal modello realizzato tramite software. In termini di momento flettente non si è applicato nessun criterio di gerarchia ricavando direttamente i valori di progetto considerando le combinazioni di M ed N più sfavorevoli³⁶. Per quanto riguarda le azioni taglianti invece, dovendo garantire la necessaria duttilità dell'intera struttura, si determinano applicando le gerarchie tra azioni. Utilizzando quindi la (6) proposta da [15], che semplicemente rielabora ed adatta per il caso di telai incernierati pluripiano la formula (7.4.5) par 7.4.4.2.1-NTC 08, si determinano le sollecitazioni dei singoli tratti del pilastro.

³⁵ La componente del sisma in direzione "Z" non è stata considerata per la progettazione degli elementi verticali.

³⁶ Essendo lo schema statico a telaio con unioni a cerniera tra trave e pilastro, non vi è interazione tra le rigidità rotazionali dei pilastri e delle travi proprio perché queste risultano semplicemente appoggiate sulle mensole.

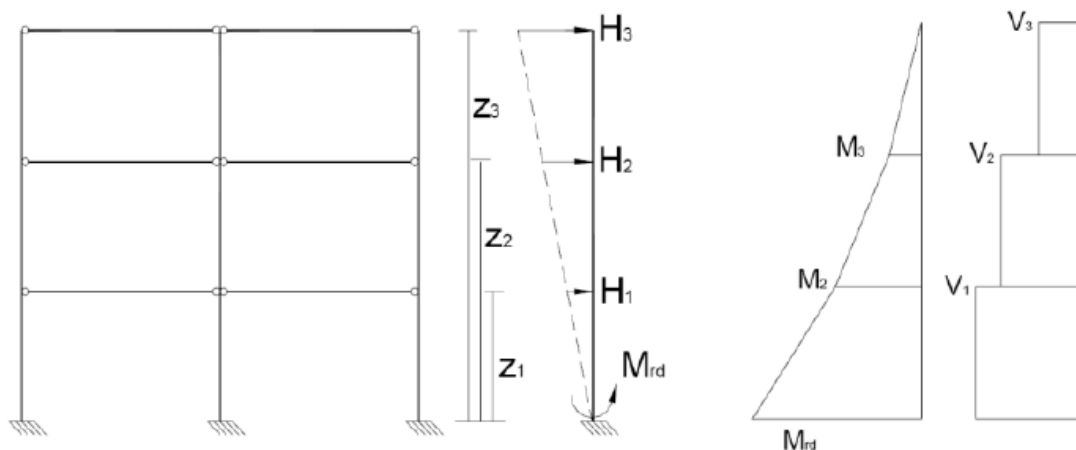


Figura 41: Diagramma dei tagli e dei momenti dei pilastri

$$\sum H_i \cdot z_i = \gamma_R \cdot M_{Rd} \quad (3)$$

$$H_i = H_1 \cdot \frac{z_i}{z_1} \quad (4)$$

$$H_i = \gamma_r \cdot M_{Rd} \cdot \frac{z_i}{\sum z_i^2} \quad (5)$$

$$H_{i,eff} = H_i \cdot \varepsilon_i \quad (6)$$

$$\varepsilon_i = q \cdot \sqrt{\left[\min \left(\frac{M_{or}}{M_{o1}} \cdot \frac{\gamma_R}{q}; 1 \right) \right]^2 + \left[\frac{\phi_{i2}}{\phi_{i1}} \cdot \frac{\Gamma_2}{\Gamma_1} \cdot \frac{S_e(T_2)}{S_e(T_1)} \right]^2} \quad (7)$$

	z_i [m]	M_{Rd} [KNm]	H_i [m]	e_i [-]	$H_{i,eff}$ [KN]
1°	3.8	1490	71.5	1.17	83.3
2°	5.24		123.4	1.07	132.6
		TOT	195		216

Tabella 29: Calcolo dei tagli sui pilastri secondo i criteri di gerarchia delle resistenze

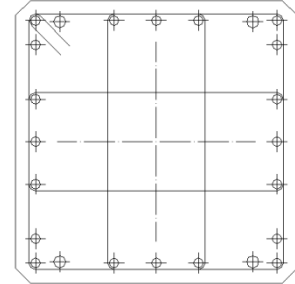
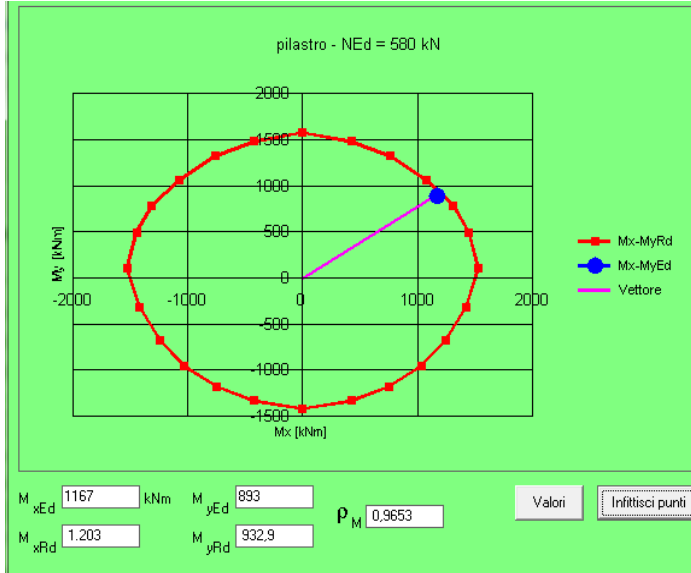
Tenendo presente che per le sezioni si adottano armature simmetriche rispetto ad entrambi gli assi del pilastro si ottengono le seguenti caratteristiche per le 4 differenti sezioni individuate lungo l'altezza del pilastro.

³⁷ Si fa riferimento ad una distribuzione lineare delle forze crescente con le altezze (1° modo di vibrare linearizzato: $F_{11} = 0.42$; $F_{21} = 1.00$), successivamente corretta tramite il coefficiente e_i per tener in conto delle piccole variazioni di massa tra i piani e quindi della differente distribuzione dovuta ai modi di vibrare superiori.

³⁸ Fattore correttivo dovuto alla differente distribuzione di forze derivanti dai modi di vibrare superiori (modo traslazionale bilatero di componenti normalizzate: $F_{12} = 1.00$; $F_{22} = -0.70$)

Sezione 1, sezione critica (da h 0.0 a 1.63 m³⁹)

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,X} = 1167$ KNm; $M_{Ed,Y} = 893$ KNm; $V_{Ed} = 203$ KN; $N_{Ed} = -580$ KN
 Azioni resistenti: $M_{Rdx} = 1203$ KNm; $M_{Rdy} = 933$ KNm; $V_{Rd} = 383$ KN

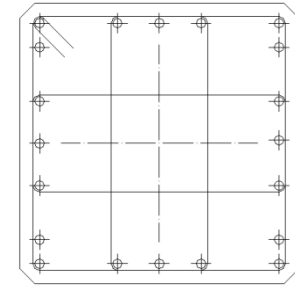
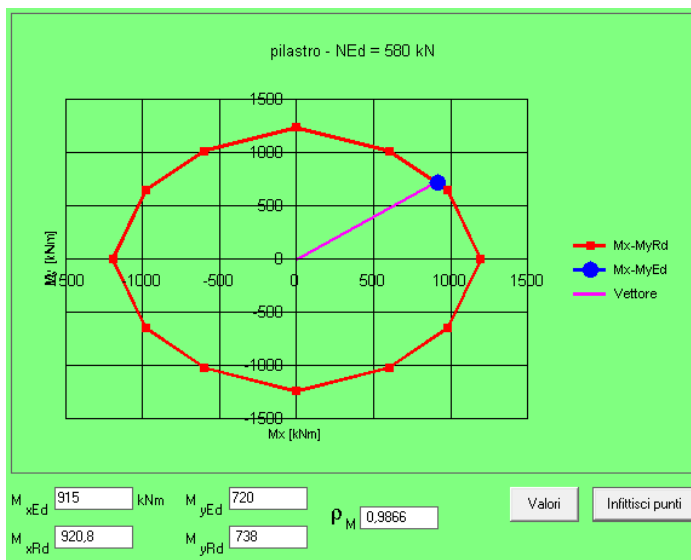


CARATTERISTICHE SEZIONE 1		
<i>A</i>	700	mm
<i>B</i>	700	mm
<i>copriferro</i>	30	mm
<i>A_{s, longitudinale}</i>	20 Ø 24	mm
	4 Ø 30	mm
<i>A_{s, trasversale}</i>	4 _{bracci,oriz} Ø 8 / 100	mm
	4 _{bracci,vert} Ø 8 / 100	mm

Figura 42: Dominio di resistenza sezione 1

Sezione 2 (da h 1.63 a 3.13 m)

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,X} = 907$ KNm; $M_{Ed,Y} = 720$ KNm; $V_{Ed} = 203$ KN; $N_{Ed} = -580$ KN
 Azioni resistenti: $M_{Rdx} = 921$ KNm; $M_{Rdy} = 738$ KNm; $V_{Rd} = 209$ KN,



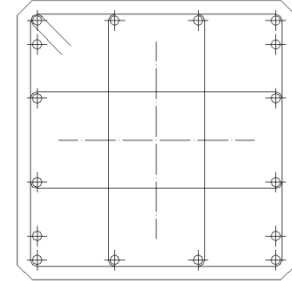
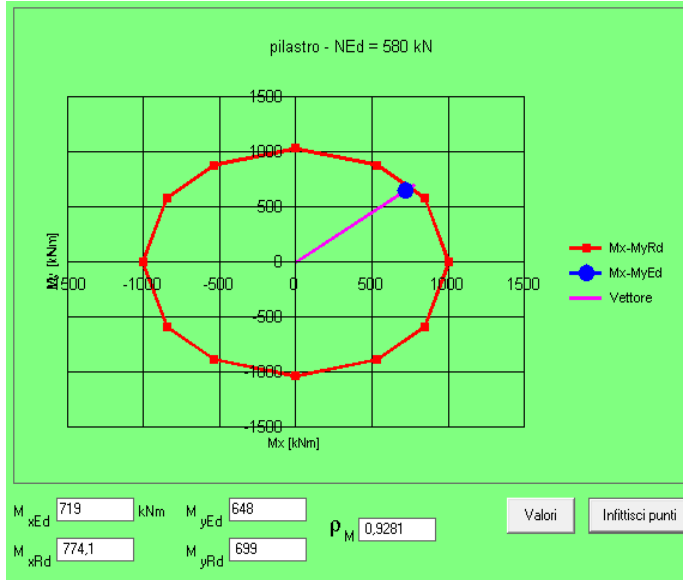
CARATTERISTICHE SEZIONE 2		
<i>A</i>	700	mm
<i>B</i>	700	mm
<i>copriferro</i>	30	mm
<i>A_{s, longitudinale}</i>	20 Ø 24	mm
		mm
<i>A_{s, trasversale}</i>	4 _{bracci,oriz} Ø 8 / 220	mm
	4 _{bracci,vert} Ø 8 / 220	mm

Figura 43: Dominio di resistenza, sezione 2

³⁹ Le quote sono riferite alla a partire dall'estradosso del bicchiere.

Sezione 3 (da h 3.13 a 4.13 m)

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,X} = 719$ KNm; $M_{Ed,Y} = 648$ KNm; $V_{Ed} = 203$ KN; $N_{Ed} = -580$ KN
 Azioni resistenti: $M_{Rdx} = 774$ KNm; $M_{Rdy} = 699$ KNm; $V_{Rd} = 209$ KN

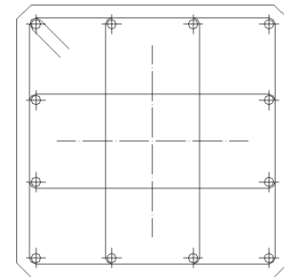
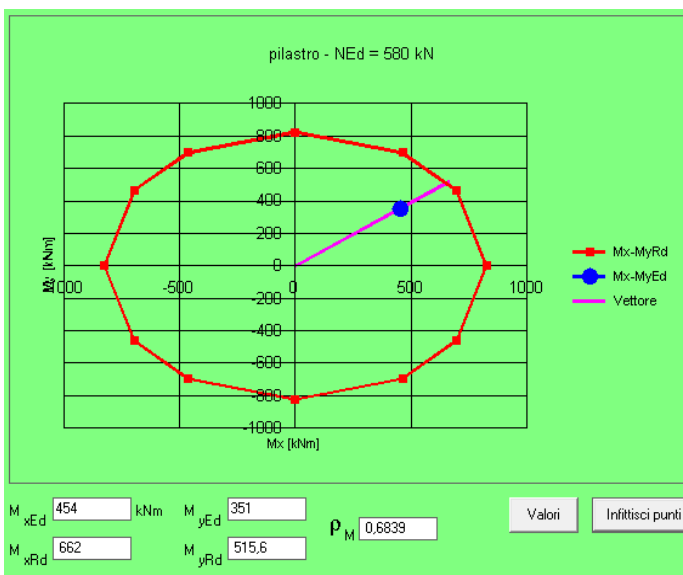


CARATTERISTICHE SEZIONE 3		
<i>A</i>	700	mm
<i>B</i>	700	mm
<i>copriferro</i>	30	mm
<i>A_{s, longitudinale}</i>	16 Ø 24	mm
<i>A_{s, trasversale}</i>	6 bracci, oriz Ø 8 / 220	mm
	6 bracci, vert Ø 8 / 220	mm

Figura 44: Dominio di resistenza, sezione 3

Sezione 4 (da h 4.13 a 9.04 m)

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,X} = 454$ KNm; $M_{Ed,Y} = 351$ KNm; $V_{Ed} = 124$ KN; $N_{Ed} = -226$ KN
 Azioni resistenti: $M_{Rdx} = 662$ KNm; $M_{Rdy} = 515$ KNm; $V_{Rd} = 184$ KN



CARATTERISTICHE SEZIONE 4		
<i>A</i>	700	mm
<i>B</i>	700	mm
<i>copriferro</i>	30	mm
<i>A_{s, longitudinale}</i>	12 Ø 24	mm
<i>A_{s, trasversale}</i>	4 bracci, oriz Ø 8 / 250	mm
	4 bracci, vert Ø 8 / 250	mm

Figura 45: Dominio di resistenza, sezione 4

Riassumendo si hanno le seguenti caratteristiche

Zona	dimensioni		$A_{c,req}$ [cm ²]	h [m]	N°_{long} [-]	F_{long} [mm]	A_s [mm ²]	r %
	a [mm]	b [mm]						
1 (zona critica)	700	700	4900	1,63	20	24	11875	2,42%
					4	30		
2	700	700	4900	3,13	20	24	9048	1,85%
3	700	700	4900	4,13	16	24	7238	1,48%
4	700	700	4900	9,04	12	24	5429	1,11%

Zona	$M_{Rd,x}$ [KNm]	$M_{Rd,y}$ [KNm]	N°_b/F_{staffe} [mm]	Passo [mm]	$A_{st,x=y}$ [mm ² /mm]	w_s [-]	$V_{Rsd,x}$ [KN]	$V_{Rsd,y}$ [KN]
1 (zona critica)	933	1203	4+4 / Φ 8	100 mm	1,676	0,08	383	383
2	738	921	4+4 / Φ 8	220 mm	0,914	-	209	209
3	699	779	4+4 / Φ 8	220 mm	0,914	-	209	209
4	515	662	4+4 / Φ 8	250 mm	0,804	-	184	184

Tabella 30: Tabelle riassuntive delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri

2.4.14. Progetto delle connessioni

Una delle caratteristiche che contraddistingue gli edifici prefabbricati da quelli gettati in opera sono proprio le unioni tra i differenti elementi strutturali. Queste, per la natura della tipologia costruttiva, devono essere realizzate in opera tramite l'utilizzo di dispositivi meccanici ed eventuali connessioni in "umido" in modo da garantirà adeguata resistenza, rigidità e duttilità. Come già visto nell'introduzione questa zona risulta essere una delle più critiche, infatti, i principali danni avvenuti hanno avuto origine nel comportamento inadeguato delle connessioni dovuto ad una scarsa cura nella fase progettuale. Volendo quindi garantire un comportamento globale adeguato si mettono in pratica i criteri di gerarchia delle resistenze dimensionando gli elementi di connessione e verificando anche le componenti di sforzo che questi generano sugli elementi connessi.

Connessione trave-pilastro

La connessione trave-pilastro risulta essere di notevole importanza in quanto collega due elementi principali per la resistenza all'azione sismica. La realizzazione avviene tramite un appoggio in neoprene e degli spinotti o boccole in acciaio annegate in entrambe gli elementi.

Mensola

Dimensionamento e verifica delle mensole d'appoggio delle travi viene eseguito secondo le indicazioni date in [32][18]. Le sollecitazioni sono quelle provenienti direttamente dalla trave calcolate sia per la combinazione fondamentale sia per quella sismica. Data la diversa destinazione d'uso e la particolare geometria degli impalcati si sono dimensionate differenti tipologie di mensole ma vista la ripetitività del procedimento si riporta in seguito solo l'esempio della mensola del piano di copertura del pilastro centrale P12.

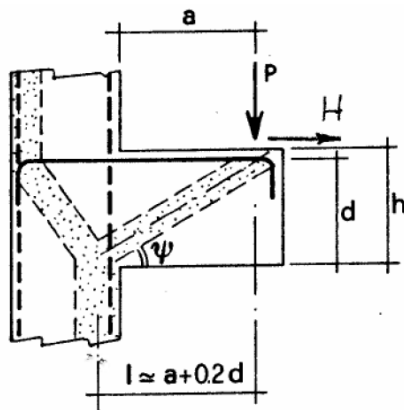


Figura 46: Modello puntoni tiranti per armatura principale-NTC 08

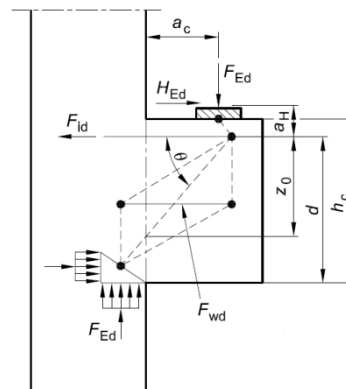


Figura 47: Modello puntoni tiranti per armatura secondaria- EC 2

Con riferimento ai modelli fatti da puntoni tiranti rappresentati in fig. 46 e 47 si sono quindi collocate: un'armatura principale verticale costituita da 6 $\varnothing 24$ piegati secondo la formula della mensola, un'armatura secondaria per assorbire la concentrazione di sforzi composta da 4 $\varnothing 14$ disposti verticalmente e 4 $\varnothing 14$ disposti orizzontalmente.

Spinotti

Le azioni taglianti di progetto si determinano con le stesse formule del punto 2.4.13 utilizzando però un coefficiente amplificativo $\gamma_{Rd}=1.1$ essendo un , essendo questo un

collegamento tipo “a”. Si ipotizza però che tali forze di taglio si distribuiscano tra le due connessioni, a destra e a sinistra del pilastro, in maniera proporzionale all’intensità dei carichi verticali, le azioni sismiche orizzontali aumentano infatti al crescere dei carichi verticali agenti sugli elementi. Definendo quindi i coefficienti di ripartizione dell’azione tagliante per i diversi casi possibili in Tab. 31 ed utilizzando la (8) si determina l’azione agente sul singolo spinotto; successivamente si effettua il dimensionamento utilizzando la (9)⁴⁰[6]. Dovendo garantire un comportamento efficiente dell’intera connessione, la resistenza degli spinotti e degli elementi connessi si è eseguita considerando i possibili meccanismi di rottura lato acciaio e lato calcestruzzo. Secondo le indicazioni date in [18] sono considerati i meccanismi di collasso per taglio-trazione, distacco di calcestruzzo della trave e della mensola, estrazione degli spinotti e taglio trasversale.

	N_1 [KN]	N_2 [KN]	$N_1/(N_1+N_2)$ [-]	$N_2/(N_1+N_2)$ [-]
<i>Pilastro d'angolo esterno/esterno</i>	426	0	1	0
<i>Pilastro d'angolo interno</i>	426	852	0.33	0.67
<i>Pilastro centrale</i>	852	852	0.5	0.5

Tabella 31: Coefficiente di ripartizione delle azioni taglianti sugli spinotti

$$V_{spinotto,i} = V_{Ed} \cdot \frac{N_i}{\sum N_i} \cdot \frac{1}{2} \quad (8)$$

$$V_{Rd} = 0.9 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} f_y (1 - \alpha^2)} \quad (9)$$

Si decide infine di posizionare sulla mensola due boccole tipo HALFEN HBS-05-BG M i/j (per diametri e lunghezze vedere Tav 10-11-12) e sulla testa del pilastro 2 spinotti preinseriti nel cassero per ogni trave collegata ed esso. (per diametri e lunghezze vedere Tav 10-11-12).

⁴⁰ Formula proposta da Tassios e Vintzeleou

2.4.15. Progetto delle strutture di fondazione

Le fondazioni dell'edificio sono realizzate con plinti a pozzetto lisci gettati in opera e posati su uno strato di calcestruzzo magro al fine di separarli dal contatto diretto con il terreno e garantire un corretto posizionamento plani-altimetrico. Dimensionamento e verifica si sono eseguiti in accordo alle indicazioni date in [30]⁴¹ e secondo quanto previsto dalla normativa nazionale Par. 6.2.3-NTC 2008. Interspazi laterali (50 mm) e alla base (50 mm) tra pozzetto e pilastro si sono adeguatamente dimensionati tenendo conto delle tolleranze di messa in opera e delle dimensioni degli inerti di riempimento con il fine di un'ottima costipazione del getto. Le caratteristiche principali dei materiali utilizzati sono descritte al p.to 2.1.6.

Le sollecitazioni con cui si dimensionano e verificano le fondazioni sono quelle provenienti dagli elementi strutturali sovrastanti. Per tali azioni, sia in termini di momento flettente che di azione tagliante, si sono applicati anche i criteri di gerarchia tra elementi⁴².

Tenendo presente che la progettazione dei pilastri si è ottimizzata in modo da averne una sola tipologia, per le fondazioni, invece, si procede dimensionando un unico bicchiere uguale per tutti i plinti ma diversificando le dimensioni dei sottoplinti in funzione dei carichi gravitazionali. Si distinguono quindi i plinti per: pilastri d'angolo (tipo A), pilastri centrale (tipo C) e pilastri laterali (tipo L).

Progetto della connessione: bicchiere di fondazione

Le sollecitazioni con cui si dimensionano e verificano le pareti del bicchiere si ricavano dal modello raffigurato in Fig. 48 soggetto alle forze M_{Ed} , V_{Ed} e N_{Ed} definite in seguito.

Nel modello di calcolo utilizzato, inoltre, si trascurano i contributi delle azioni tangenziali da adesione ed attrito nel trasferimento delle azione dal pilastro al bicchiere.

⁴¹ Per il dimensionamento e la verifica si sono confrontate anche le formule proposte da Eucentre ottenute a seguito di prove sperimentali su plinti prefabbricati.

⁴² Solo per la combinazione sismica, senza successiva amplificazione delle azioni, Par 7.2.5-NTC 2008.

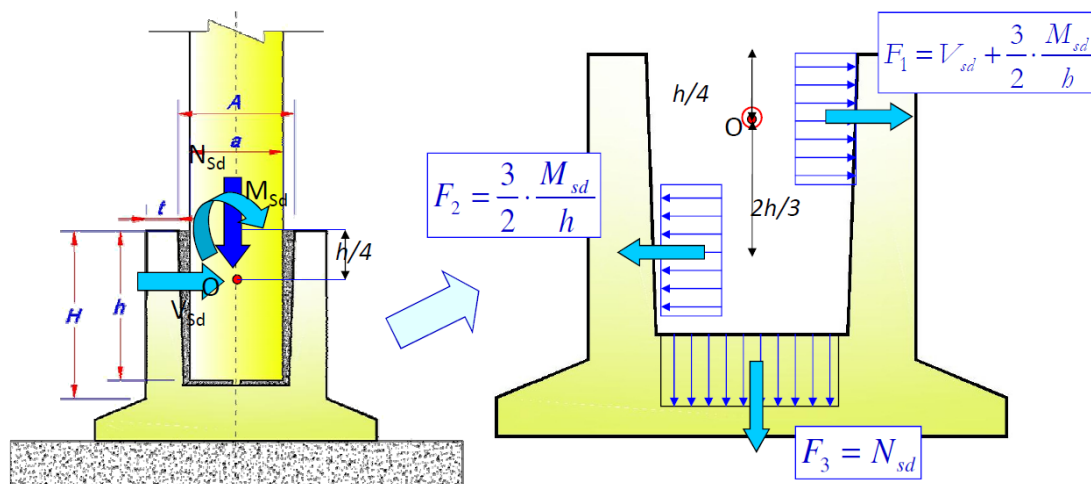


Figura 48: Modello di calcolo delle azioni agenti sulle pareti del bicchiere

Le azioni taglianti si determinano con il metodo presentato al p.to 2.4.13 utilizzando però un coefficiente amplificativo $\gamma_{Rd}=1.2$, essendo questo un collegamento tipo “b”. L’azione flettente risulta, invece, pari al valore del momento resistente M_{Rd} del pilastro moltiplicato sempre per $\gamma_{Rd}=1.2$. Le azioni sollecitanti pertanto sono:
 $M_{Ed,X} = 1443 \text{ KNm}$; $M_{Ed,Y} = 1120 \text{ KNm}$; $V_{Ed} = 216 \text{ KN}$; $N_{Ed} = -2093 \text{ KN}$

Pertanto le azioni di progetto del bicchiere sono:
 $F_1 = 1832 \text{ KN}$; $F_2 = 1632 \text{ KN}$; $F_3 = -2093 \text{ KN}$;

Si ottengono le seguenti caratteristiche geometriche. (Vedi Tav 8)

DIMENSIONI DEL BICCHIERE			ARMATURA DEL POZZETTO		
<i>a</i>	700	Mm	$A_{s,sup}$	5 F 26 ext [mm] 5x4 F 26 int [mm]	2654 [mm ²] 2654x4 [mm ²]
<i>b</i>	700	Mm	$A_{s,centr}$	2 F 16 ext [mm] 2x4 F 16 int [mm]	402 [mm ²] 402x4 [mm ²]
<i>interspazio</i>	50	Mm	$A_{s,nf}$	5 F 16 ext [mm] 5x4 F 16 int [mm]	1005 [mm ²] 1005x4 [mm ²]
<i>A</i>	800	Mm	$A_{v,spigolo}$	6 F 24 mm	2714 [mm ²]
<i>B</i>	800	Mm	$A_{v,parete}$	8 F 22/250 mm	3041 [mm ²]
<i>t</i>	300	Mm			
<i>h_{bicchiere}</i>	1400	Mm			
<i>tf</i>	var	Mm			

Tabella 32: Caratteristiche geometriche e armature del bicchiere.

A cui corrispondono le seguenti caratteristiche meccaniche di resistenza.

SETTO FRONTALE	F_{Ed} [KN]	F_{Rd} [KN]
Armatura orizzontale superiore	1832	2082
Puntone frontale superiore compresso	1832	2312
Puntone frontale inferiore compresso	1632	7916

SETTO LATERALE	F_{Ed} [KN]	F_{Rd} [KN]
Armatura orizzontale	1832	4165
Puntone diagonale compresso	1832	2359

SPIGOLO	F_{Ed} [KN]	F_{Rd} [KN]
Armatura verticale di spigolo	1832	2100

Tabella 33: Valori di resistenza delle pareti del bicchiere

Progetto della soletta di fondo

Le sollecitazioni agenti sulla soletta di fondazione si valutano in accordo al Par. 7.2.5 – NTC 2008, secondo cui il dimensionamento delle strutture e la verifica della sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le minori tra: le resistenze degli elementi sovrastanti, le azioni trasferite dagli elementi sovrastanti amplificate con un $\gamma_{Rd}=1.1$ e le azioni derivanti da un'analisi elastica della struttura con $q=1$. Nel carico assiale si considerano anche il peso del pilastro (116 KN) e del plinto stesso ($N_{\text{tipo C}}=298$ KN, $N_{\text{tipo L}}=267$ KN, $N_{\text{tipo A}}=433$ KN). Le resistenze si valutano secondo quanto indicato al Par. 6.4.2.1-NTC 08

Si ottengono le seguenti dimensioni.

	<i>C</i>	<i>L</i>	<i>A</i>	
Lato A	4,1	4,2	4,7	m
Lato B	4,1	4,2	4,7	m
Altezza h	0,6	0,5	0,7	m
Piano di posa	-2	-1,9	-2,1	m
Volume	10,1	8,8	15,5	m ³

Tabella 34: Caratteristiche geometriche delle ciabatte di fondazione

Verifica al collasso per scorrimento sul piano di posa (GEO)

Utilizzando “l’approccio 1” la verifica allo scorrimento sul piano di posa si effettua controllando che il rapporto tra azione orizzontale agente ed azione resistente sia maggiore di 1.

Tipo	Combinazione	γ_R	$tg(F'_d)$	F'_d	H_{Ed}	R_d	R_d/H_{Ed}
		[-]	[-]	[°]	[KN]	[KN]	[-]
C	Combinazione 1	1,00	0,577	30,0	304	960	3,16
	Combinazione 2	1,10	0,462	24,8	304	698	2,30
L	Combinazione 1	0,00	0,577	30,0	304	797	2,62
	Combinazione 2	0,00	0,462	24,8	304	580	1,91
A	Combinazione 1	0,00	0,577	30,0	304	558	1,84
	Combinazione 2	0,00	0,462	24,8	304	406	1,33

Tabella 35: Parametri e risultati della verifica a scorrimento orizzontale delle fondazioni

Verifica al ribaltamento di corpo rigido(GEO)

La verifica al ribaltamento di corpo rigido si effettua controllando che il rapporto tra momento stabilizzante M_{Rd} e momento ribaltante M_{Ed} , nella sola combinazione 2, sia maggiore di 1.

Tipo	Combinazione	γ_R	M_{Ed}	M_{eRd}	M_{Rd}/M_{Ed}
		[-]	[KN]	[KN]	[-]
C	Combinazione 2	1,10	1798	2790	1,55
L	Combinazione 2	1,10	1777	2372	1,33
A	Combinazione 2	1,10	1820	1858	1,02

Tabella 36: Parametri e risultati della verifica a ribaltamento di corpo rigido

Verifica a collasso per carico limite dell’insieme fondazione terreno (GEO)

La verifica a collasso per carico limite dell’insieme fondazione terreno si effettua verificando che il rapporto tra carico ammissibile e azione assiale sollecitante sia maggiore di 1; si effettua seguendo “l’approccio 1” sia per le azioni statiche sia per quelle dovute al sisma.

Per il calcolo della capacità portate in condizioni drenante si è considerata la relazione di Brinch-Hansen

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \quad (10)$$

I parametri geotecnici considerati nelle verifiche sono quelli presentati al p.to 2.1.2 (Angolo di attrito del terreno $\varphi=30^\circ$, densità in condizioni drenate $\gamma_{dry}=18 \text{ KN/m}^3$, coesione del materiale $c'_k=0$. Determinando i differenti coefficienti di capacità portante N_γ e N_q ed i vari coefficienti correttivi $s_i, d_i, g_i, s_i, i_i, b_i$ si ottengono i seguenti risultati

Azioni statiche

AZIONI STATICHE SOLLECITANTI				
	C	L	A	
M_x	174	174	174	KNm
M_x	61.4	61.4	61.4	KNm
N	2025.05	1543.4	1108.675	KN
e_x	0.09	0.11	0.16	m
e_y	0.03	0.04	0.06	m

Tabella 37: Azioni statiche sollecitanti

	C	L	A
L^*	3.93	3.97	4.39
B^*	4.04	4.12	4.59
N_γ	10.56		
s_γ	0.61	0.61	0.62
d_γ	1		
i_γ	1		
q	25.2		
N_q	10.43		
s_q	1.45	1.45	1.44
d_q	1.16	1.15	1.15
i_q	1		

Φ'_k	30
$\text{tg}(\Phi'_d)$	0.462
Φ'_d	24.8

Tabella 38: Coefficienti di capacità portante e coefficienti correttivi

	C	L	A	
q_{lim}	669	669	693	KN/m2
q_{Sd}	223	223	231	KN/m2
R_d	4618	4760	6064	KN
R_d/N_{Ed}	2.28	3.08	5.47	-

Tabella 39: Capacità portanti dei plinti

Azioni sismiche

AZIONI SISMICHE SOLLECITANTI				
	C	L	A	-
M_x	1444	1444	1444	KNm
M_y	1120	1120	1120	KNm
N	1663	1380	966	KN
e_x	0.87	1.05	1.49	m
e_y	0.67	0.81	1.16	m

Tabella 40: Azioni sismiche sollecitanti

	C	L	A		
L^*	2.36	2.11	1.71	Φ'_k	30
B^*	2.75	2.58	2.38	$tg(F')_d$	0.462
N_γ	10.56			Φ'_d	24.8
s_γ	0.66	0.67	0.71		
d_γ	1				
i_γ	1				
q	25.2				
Nq	10.43				
s_q	1.40	1.38	1.33		
d_q	1.26	1.28	1.38		
i_q	1				

Tabella 41: coefficienti di capacità portante e coefficienti correttivi

	C	L	A	
q_{lim}	611	599	600	KN/m ²
q_{sd}	204	200	200	KN/m ²
R_d	1730	1415	1065	KN
R_d/N_{Ed}	1.04	1.02	1.10	-

Tabella 42: capacità portanti dei plinti

Progetto e verifica dell'armatura a flessione del sotto-plinto (STRU)

Date le geometrie dei plinti precedentemente definite risulta in ogni caso $l > 2h$, questi si definiscono quindi plinti snelli; lo schema statico utilizzato per determinare le azioni interne vede quindi la ciabatta del plinto schematizzata come una mensola incastrata in corrispondenza dell'asse del pilastro e caricata con un'azione pari alla risposta del terreno. Dovendo garantire un comportamento elastico del sistema fondazioni si considerano quindi come azioni sollecitanti quelle derivanti dalle verifiche di collasso per carico limite.

Pilastro	C	L	A	-
σ_{ed}	223	223	231	KN/m ²

Tabella 43: Azioni sollecitanti delle ciabatte

Dal modello di calcolo risultano necessarie quindi le seguenti armature. (Vedi anche Tav. 8)

ARMATURA INFERIORE				
Φ	16	16	16	mm
N°	8	8	8	-
Φ	24	24	24	
N°	6	10	12	
$A_{s,inf}$	4413	6132	7037	mm ²
passo	586	525	588	mm
ρ	0.026%	0.035%	0.032%	-

ARMATURA SUPERIORE				
Φ	16	16	16	mm
N°	8	8	8	-
$A_{s,sup}$	1608	3066	3519	mm ²
passo	586	525	588	mm

Tabella 44: Ferri di armatura dei plinti

Verifica a punzonamento (STRU)

La verifica della fondazione nei confronti del punzonamento si effettua così come trattato in Par 6.4 EC2. Le fondazioni, avendo tutte un rapporto $l/d > 2$ si definiscono snelle, e il perimetro di verifica non è noto a priori. Considerando quindi le caratteristiche geometriche definite in tabella 34 si procede per tentativi variando il rapporto a/d determinando così il perimetro critico e la curva τ_{Ed}/τ_{Rd} .

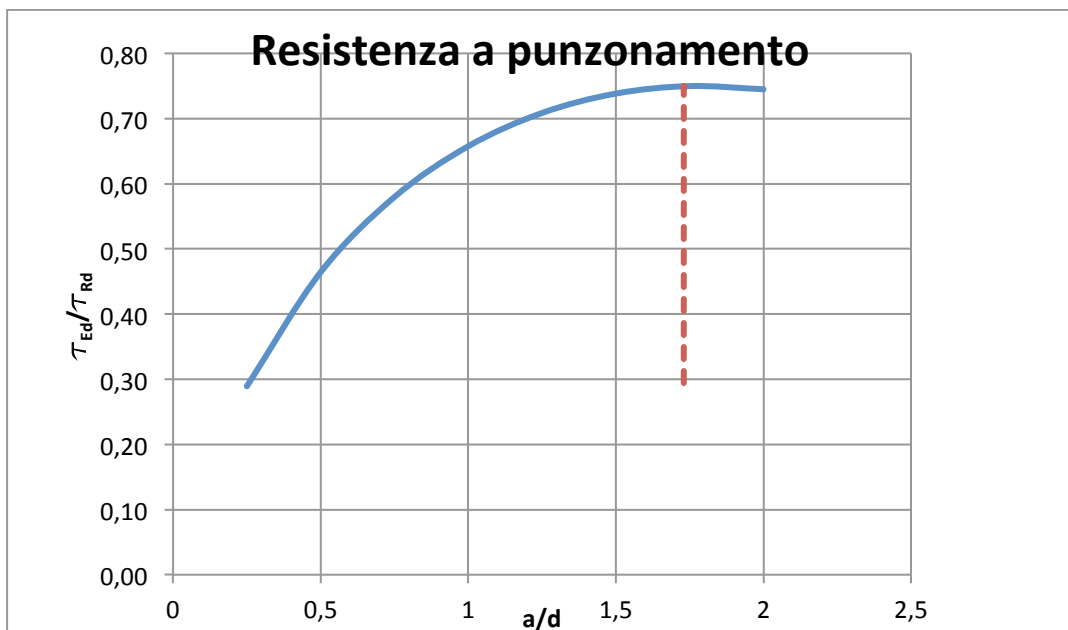


Tabella 45: Resistenza a punzonamento, diagramma del rapporto tra taglio agente e taglio resistente in funzione del rapporto tra altezza della ciabatta e distanza del perimetro critico

Osservando che il rapporto τ_{Ed}/τ_{Rd} risulta sempre minore dell'unità si verifica che non sono necessarie armature aggiuntive per nessuno dei plinti e che tale rapporto attinge il suo valore massimo per $a = 1.73 d$ che rappresenta pertanto la distanza del perimetro critico dal contorno del pilastro.

Si riporta in fine uno dei diagrammi riassuntivi delle verifiche effettuate

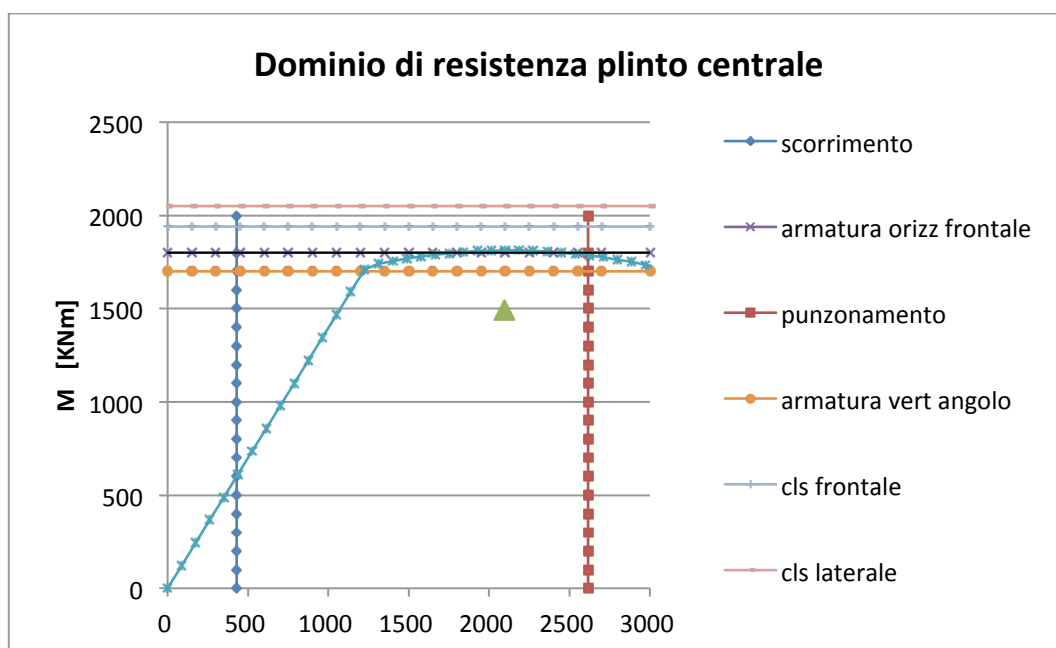


Figura 49: Diagramma riassuntivo dei domini di resistenza del plinto

Collegamento tra fondazioni

Data il significativo sviluppo longitudinale dell'opera, nei punti di contatto con il terreno, il moto sismico può avere caratteristiche differenti dovute alla differente risposta locale del terreno. Gli effetti di spostamenti relativi del terreno sulla sovrastruttura non si sono valutati numericamente soddisfacendo però il requisito di rigidità del sistema terreno-fondazioni⁴³ collegando i plinti tramite un reticolo di travi all'altezza del bicchiere. Geometrie, dimensioni e armature si determinano quindi in funzione dei carichi statici verificando poi anche quanto previsto al Par. 7.2.5.1-NTC 2008. Vedi Tav. 6

Si schematizzano i cordoli come travi in semplice appoggio caricate dall'alto senza considerare il contributo della reazione del terreno di riporto sottostante. Data la particolare disposizione dei pannelli prefabbricati, questi non gravano sui cordoli ma scaricano direttamente il loro peso, e quello dei pannelli sovrastanti, esattamente in corrispondenza dei plinti⁴⁴. I cordoli centrali risultano quindi essere caricati dai soli carichi provenienti dall'impalcato di piano terra, quelli perimetrali, invece, anche dalle vetrate di chiusura dell'edificio.

Verifica delle pressioni di contatto

Si effettuano con lo stesso procedimento del p.to 2.4.15

Tipo	P [KN/m ²]	h [m]	b [m]	σ_{Ed} [N/mm ²]	q_{lim} [N/mm ²]
Perimetrale	16.1	0.4	0.3	0.054	0.075
Centrale	12.3	0.4	0.3	0.041	0.075

Tabella 46: Pressioni di contatto

Dimensionamento delle armature

	M_{Ed}	M_{Rd}
laterale	181	183
centrale	138	145

Tabella 47: Azioni sollecitanti

⁴³ Tale accorgimento risulta assecondare l'ipotesi fatta nella modellazione dei vincoli a terra come incastri a terra.

⁴⁴ Il peso dei pannelli è stato considerato come carico per il progetto e la verifica dei plinti.

centrale		sup	inf
	N	2	6
	F	14	16
	As	307.9	1206.4

laterale		sup	inf
	N	3	6
	F	18	18
	As	763.4	1526.8

Tabella 48: Armatura dei cordoli

Si verificano anche le condizioni sismiche previste al Par. 7.2.5.1-NTC 2008.

a_g	0.138 g	[m/s ²]
S	1.494	-
N_{sd}	1288	[KN]
terreno	C	-
N_{Ed}	106.5	[KN]
L	10.5-10.1	[m]
a	300	[mm]
b	400	[mm]
ferri _{long}	3 Φ 18+6 Φ 18	[mm]
A_s	2290	[mm ²]
r_s	2.54	[%]
staffe	Φ 8 / 300 mm	-
R_{sd}	895	[KN]
R_{cd}	15238	[KN]

Tabella 49: Dimensionamento cordoli di collegamento tra fondazioni

2.4.16. Progetto del setto S6

L'edificio progettato presenta tre vani scala disposti pressoché simmetricamente rispetto all'asse trasversale, due su un lato lungo e uno su quello opposto. Lo schema statico adottato e descritto al p.to 2.1.3 prevede però come unico sistema sismo resistente quello costituito dai soli pilastri incastrati alla base. I setti in cemento armato si sono quindi predimensionati inizialmente con i carichi statici per poi essere analizzati e progettati tramite un'analisi statica equivalente indipendente per ciascun setto.

Lo spettro utilizzato è lo stesso utilizzato per il progetto dei pilastri ma in termini elastici, ovvero senza coefficiente di struttura. In accordo con lo schema statico descritto i setti non fanno parte del sistema sismo resistente, non dovendo presentare plasticità alla base, non è stato applicato nessun coefficiente di struttura. Le masse considerate

sono: massa propria del setto in c.a, le masse di pianerottoli e rampe, e quelle derivanti dai carichi sui solai in base all'area d'influenza.

MASSE DI PIANO	
Massa 1°	23.5 t
Massa 2°	27.9 t

Tabella 50: Masse di piano

Per la stima del periodo T_1 si è utilizzata la nota formula semplificata 7.3.5 NTC 2008 p.to 7.3.3.2.

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (11)$$

Si ottiene così un periodo $T_1 = 0.26$ s. La formula solitamente fornisce sottostime del reale periodo principale e quindi una sovrastima delle forze statiche equivalenti, tale condizione risulta però influente in quanto, date le dimensioni dei setti in confronto al ruolo statico, i minimi di armatura sono governati dai limiti geometrici e non da quelli di resistenza. L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro elastico corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale valutata con le seguenti formule.

$$F_h = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \quad (12)$$

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_j \cdot W_j} \quad (13)$$

Ipotizzando di considerare come massa modale che partecipa al modo di vibrare tutta la massa presente nel sistema, $\lambda=1$, ed ottenendo un'ordinata spettrale $S_d(T_1) = 0.51$ g, si ottengono le seguenti azioni.

TAGLIO ALLA BASE		
F_b	26.38	KN

AZIONI STATICHE EQUIVALENTI		
F_1	8.66	KN
F_2	17.72	KN

Tabella 51: Azioni sismiche

La azioni di progetto risultano essere quindi: $M_{Ed,x} = 206 \text{ KNm}$, $M_{Ed,y} = 62 \text{ KNm}$, $V_{Ed,x} = 26.4 \text{ KN}$. I minimi geometrici governano la quantità di armature e si collocano quindi: 19 $\varnothing 10$ longitudinali con passo 30 cm e leggero infittimento agli estremi, una staffe orizzontale $\varnothing 10$ per lato e ganci interni $\varnothing 10$ ogni due barre longitudinali. (Vedi Tav. 16) Le azioni resistenti sono: $M_{Rd,x} = 3161 \text{ KNm}$, $M_{Rd,y} = 210 \text{ KNm}$, $V_{Rsd,x} = 921 \text{ KN}$.

2.4.17. Progetto dei pannelli prefabbricati

Questo tema, ed in particolare la connessione pannello-struttura, risulta essere oggi ancora di grande interesse sia per quanto riguarda i progettisti che i produttori. In tale connessione, infatti, va ricercata una delle cause principali fonte di danno per questa tipologia costruttiva. In questo lavoro di tesi, non si vuole però studiarne il particolare comportamento ed interazione con la struttura sismo resistente, pertanto si ipotizza che questi non collaborino in termini di rigidezza e resistenza ma si progettano seguendo i criteri di progettazione degli elementi non strutturali p.to 7.2.3 NTC 2008. Le connessioni devono essere grado di assorbire le sole azioni derivanti del moto del pannello.

Pannello verticale

Gli effetti dell'azione sismica sui pannelli si determinano con le equazioni (14)(15) (16)

$$F_a = S_a \cdot W_a \cdot q_a \quad (14)$$

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \quad (15)$$

$$S_a = \frac{(i\pi)^2}{L^2} \sqrt{\frac{EJ_{eff}}{m}} \quad (16)$$

Dalle geometrie e dalle caratteristiche dinamiche descritte in tabella 52 e definendo un coefficiente di struttura $q_a = 2$ si ottengono le seguenti azioni di progetto.

Verifica fuori piano		
l	1	m
h	10	m
s	0.2	m
p	367	Kg/m ²
p/l	367	Kg/m
W _p	3.6	KN/m ²
W _{p/l}	3.6	KN/m

Verifica nel piano		
l	1.00	m
h	10	m
s	0.20	m
p	367	Kg/m ²
p/l	367	Kg/m
W _p	3.60	KN/m ²
W _{p/l}	3.60	KN/m

E	3.36E+10	N/m ²
J	6.7E-04	m ⁴
J _{eff}	3.3E-04	m ⁴
q	2	-

E	3.36E+10	N/m ²
J	1.7E-02	m ⁴
J _{eff}	8.3E-03	m ⁴
q	2	-

ω	17	rad/s
T _a	0.36	s
T _{1,x,y}	1.36	s
H	9.04	m
z	5	m

ω	86	rad/s
T _a	0.07	s
T _{1,x,y}	1.36	s
H	9.04	m
z	5	m

a _{g,o}	0.138	g
S	1.494	-

a _{g,o}	0.138	g
S	1.494	-

S _{a,min}	0.206	g
S _a	0.522	-
F _a	0.94	KN/ml

S _{a,min}	0.206	-
S _a	0.404	-
F _a	0.73	KN/ml

Tabella 52: Caratteristiche geometriche e dinamiche del pannello di chiusura verticale e relative azioni di progetto

Con le azioni appena determinate si studia il pannello come semplice trave su quattro appoggi (in corrispondenza delle connessioni) e caricata con un carico linearmente distribuito. Con tali azioni si determinano gli elementi di connessione e l'armatura interna del pannello. Per questo elemento tecnico, non influenzando in maniera sostanziale il comportamento statico dell'organismo e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, non si devono applicare le regole specifiche dei collegamenti in zona sismica.

AZIONI SUI CONNETTORI			
F _{halfen}	Fuori piano	Nel piano	
Base	0.84	0.65	KN
Piano 1°	2.21	1.71	KN
Intemedi	1.03	0.80	KN
Piano 2°	1.1	0.85	KN

AZIONE SUL PANNELLO			
	Fuori piano	Nel piano	
M _{Ed}	2.83	2.19	KNm
V _{Ed}	3.43	2.65	KN

Tabella 53: Azioni sul pannello e sui connettori

Verifiche di resistenza del pannello

Le verifiche si eseguono nelle le due direzioni separatamente. A seguito delle verifiche di presso flessione si collocano su entrambe le croste di parete una rete $\varnothing 5$ passo 20 cm, e dei tralicci $\varnothing 8$ sui bordi longitudinali. Si dispongono inoltre anche quattro tralicci trasversalmente. (Vedi Tav.17).

AZIONI RESISENTI			
	Fuori piano	Nel piano	
M_{Rd}	18.11	109.5	KN
V_{Rd}	26.5	26.5	KN

Tabella 54: Azioni resistenti del pannello

Per quanto riguarda gli elementi di connessione si sono collocati:

- 6 profili di ritenuta tipo Halfen HTA 25/15, estrazione 4.2 KN, taglio 4.9 KN
- 2 profili di supporto pannello orizzontale tipo Halfen HOP, portata 80 KN
- 2+2 ganci di sollevamento e ribaltamento tipo TPA-FE 25/18, portata 25 KN

Come si vedrà i seguito alle analisi non lineari, anche se apparentemente sembra di aver progettato adeguatamente questi elementi non strutturali, non sarà però garantita l'adeguata sicurezza della struttura. A seguito di una ricerca condotta presso EUCENTRE svolta dal gli Ing. Bolognini, Ing. Bellotti ed Ing. Nascimbene , infatti, si è ricavato che il drift interpiano massimo per il quale avviene la rottura delle tradizionali connessioni pilastro pannello risulta essere $d_r = 0,015$. A seguito della progettazione tradizionale di questo schema statico, tale spostamento interpiano limite considerando lo stato limite SLV, si vedrà non essere garantito.

2.5. Considerazioni sulla progettazione tradizionale.

La progettazione alle forze si caratterizza per alcune inadeguatezze delle ipotesi iniziali. L'indipendenza della rigidezza dalla resistenza della sezione e quindi dal quantitativo di armatura presente, ipotesi sperimentalmente verificata essere inadeguata [21][21]. Le analisi, inoltre, si basano sulla stima della rigidezza elastica degli elementi fessurati dipendente dall'ipotesi sul grado di fessurazione e non sul valore effettivo dovuto alla sollecitazione. Queste, infatti, non sono ancora note nella fase iniziale della progettazione ma sono il risultato della successiva analisi.

Per cercare di ovviare a questi problemi ed arrivare ad una progettazione più accurata che possa garantire il livello di performance atteso si esegue la progettazione dell'edificio secondo un approccio agli spostamenti.

2.6. Progettazione agli spostamenti

2.6.1. Metodo di progettazione

In questa seconda parte si affronta il problema della progettazione sismica tramite un metodo alternativo a quello tradizionale conosciuto come Direct Displacement-Based Design. Tale metodo si basa su un approccio agli spostamenti in sviluppo dagli anni 90 in cui la sequenza Forze→Spostamenti viene completamente invertita. Gli spostamenti non sono più un risultato, approssimato, derivante dall'analisi ma costituiscono il punto di partenza della progettazione; questa risulta una delle sostanziali differenza tra i due metodi. Mentre la progettazione alle forze caratterizza la struttura in termini di proprietà elastiche (rigidezza elastica iniziale e smorzamento elastico), quella agli spostamenti la caratterizza con proprietà rappresentative del comportamento in corrispondenza del picco di risposta in spostamento. Con tale approccio si analizza la struttura reale tramite una "struttura equivalente" ad un solo grado di libertà caratterizzata da una rigidezza secante a massimo spostamento k_e , ed un livello di smorzamento equivalente ξ_e appropriato con il modello isteretico e rappresentativo dell'energia assorbita durante la risposta inelastica.

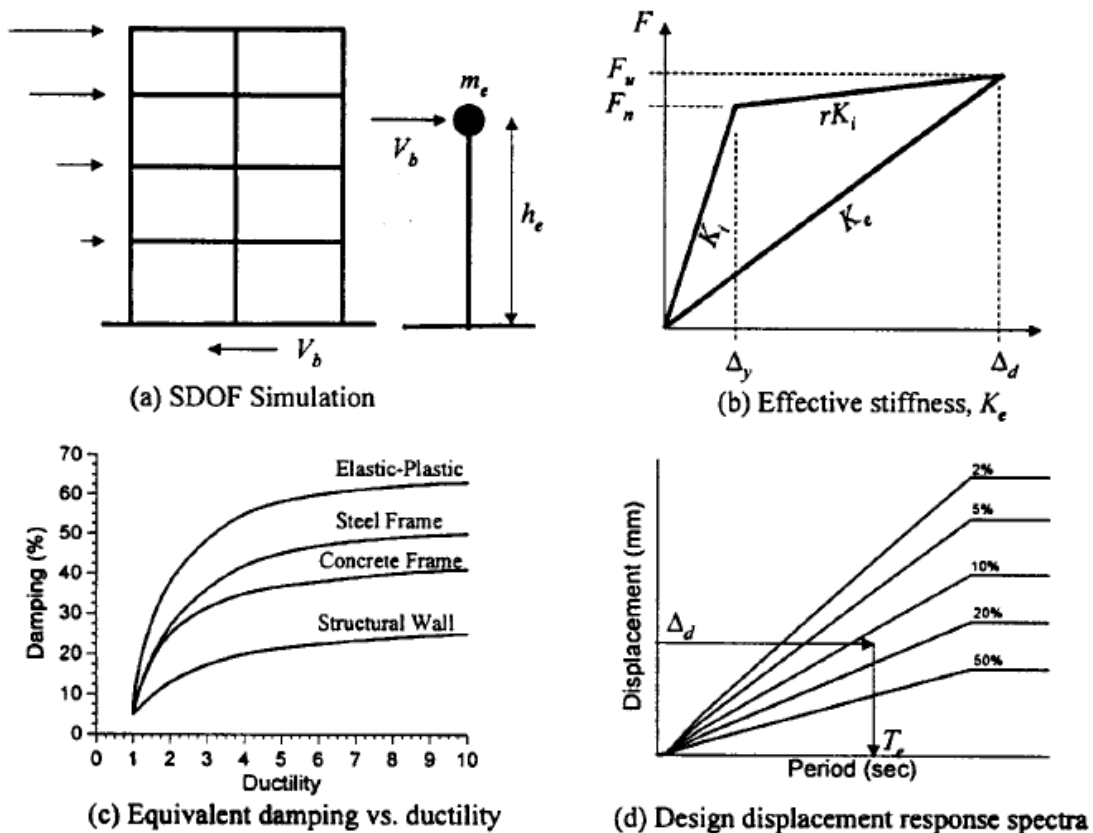


Figura 50: Concetti base dell'approccio alle forze [12]

La peculiarità di questo metodo è quella di poter progettare strutture che raggiungano o si avvicinino molto allo stato limite scelto in partenza determinando le caratteristiche di resistenza e duttilità richiesta per quelle zone in cui si vuole si formi plasticità.

Prima di passare alla progettazione esecutiva secondo questo metodo si propongono brevemente i passi fondamentali che lo caratterizzano. La sequenza di operazioni da seguire nel processo di progettazione sono:

- Determinazione della deformata strutturale (profilo di spostamento Δ_i) associata al primo modo di vibrare inelastico⁴⁵ e definizione dello spostamento massimo di progetto Δ_d . Tale spostamento, input della progettazione, dipenderà quindi dai limiti deformativi dei materiali o dal drift dell'elemento più critico della struttura reale.

$$\Delta_d = \sum_{i=1}^n \frac{m_i \Delta_i^2}{m_i \Delta_i} \quad (16)$$

- definizione dell'altezza efficace e della massa associata al primo modo inelastico della struttura equivalente.

$$m_e = \sum_{i=1}^n \frac{m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (17)$$

$$H_e = \sum_{i=1}^n \frac{m_i \Delta_i H_i}{m_i \Delta_d} \quad (18)$$

- Valutazione dello spostamento a snervamento della struttura equivalente e conseguente livello di duttilità.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (19)$$

- Valutazione dello smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq}

$$\xi_{eq} = \xi_{elastico} + \xi_{isteretico} \quad (20)$$

Esso risulta funzione del sistema strutturale, quindi del modello isteretico adottato, e proporzionale alla domanda di duttilità della struttura come illustrato in fig. 50c. Tale smorzamento è utilizzato per appresentare il contributo dello smorzamento elastico (smorzamento del materiale) e di quello isteretico che tiene in considerazione la capacità del sistema di dissipare energia. Lo smorzamento viscoso equivalente è poi utilizzato per ridurre lo spettro elastico di spostamento per valori di smorzamento diversi da 5%

⁴⁵ Rappresentare il profilo di spostamento secondo il primo modo inelastico piuttosto che con quello elastico è consistente con la procedure della struttura equivalente.

- Determinazione del periodo di vibrazione della struttura equivalente associato allo spostamento di progetto tramite lo spettro di spostamento scalato al corrispondente livello di smorzamento.

$$T_e = T_c \cdot \frac{\Delta_d}{\Delta_{c,\xi}} \quad (21)$$

- Determinazione della rigidità secante al picco di risposta inelastica della struttura equivalente.

$$K_e = 4 \cdot \pi^2 \cdot m_e / T_e^2 \quad (22)$$

- Determinazione del taglio alla base

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta_d \quad (23)$$

Tale valore viene in fine distribuito innanzitutto tra tutti gli elementi sismo resistenti e poi, in funzione dello spostamento inelastico, in corrispondenza delle varie masse in cui si è discretizzata la struttura.

- Valutazione dell'indice di stabilità e degli eventuali effetti PD.

$$V_{eff\ P\Delta} = C \frac{P \cdot \Delta_d}{H} \quad (24)$$

Il taglio alla base di progetto risulta pertanto la somma dei due contributi

$$V_{base, TOT} = K_e \cdot \Delta_d + C \frac{P \cdot \Delta_d}{H} \quad (25)$$

Sebbene la progettazione secondo questo metodo possa apparire complicata al progettista neofita, tale complessità risulta legata semplicemente alla determinazione delle caratteristiche della struttura equivalente, dello spostamento di progetto e dello spettro di progetto inelastico, calcoli che possono però essere svolti semplicemente a mano senza l'ausilio di software.

2.6.2. Premesse alla progettazione

Materiali

I materiali sono gli stessi utilizzati per la progettazione alle forze descritti al p.to 2.1.6. Si sottolinea solamente che se per la progettazione tradizionale, e soprattutto per quella dei carichi gravitazionali, è pratica comune assumere valori ridotti di resistenza dei

materiali per la determinazione della resistenza di una sezione, per la progettazione DDBD un atteggiamento troppo conservativo nella stima delle resistenze dei materiali non risulterebbe in un aumento del livello di protezione della struttura bensì una previsione meno accurata del reale comportamento. Per questo motivo, come suggerito da [21] e solo per la fase di progettazione, si adotta come resistenza a snervamento $f_{ye} = 1.1 f_y$

Predimensionamento

Sapendo già di dover ottenere elementi verticali con sezione maggiore che permettano di limitare gli spostamenti della struttura si sono utilizzate come sezioni quelle derivanti dalla progettazione tradizionale: pilastri 70x70 cm. Anche le caratteristiche geometriche degli elementi orizzontali quali travi e solai rimangono invariate.

Regolarità strutturale

Non avendo variato lo schema statico, geometrie e carichi dell'edificio valgono le stesse condizioni verificate al p.to 2.4.2. Si ricorda solamente la non regolarità in altezza a causa della distribuzione delle masse sui vari piani e la validità dell'ipotesi di piano rigido necessaria per la distribuzione del taglio alla base in maniera proporzionale alle rigidità degli elementi.

2.6.3. Definizione dello stato limite e del livello di performance

Come già detto la filosofia di questo metodo è quello di permettere la progettazione di strutture in grado di arrivare ad un determinato stato limite strutturale o non strutturale per un livello di intensità sismica predefinito. Occorre pertanto determinare quale sia lo stato limite che definisce lo spostamento di progetto: se esso sia legato alle deformazioni ultime dei materiali o a limiti di spostamenti interpiano.

Drift limite interpiano

Come già visto nell'introduzione studi svolti presso Eucentre hanno constatato come limite di rotazione interpiano corrispondente alla rottura delle tradizionali connessioni pannello-struttura quello corrispondente ad un drift pari a 0.015. La necessità di considerare questo limite come parametro per la progettazione risulta di "vitale" importanza per la salvaguardia dell'incolumità delle persone, in particolare se considerato per un livello di intensità sismica corrispondente allo SLV.

Stato limite ultimo dei materiali

L'altro limite è quello di crisi del materiale corrispondente alla deformazione ultima dell'acciaio $\varepsilon_{sl}=0.06$.

Per stabilire quale sia il limite da assumere come condizione di progetto si determina il drift massimo corrispondente al limite deformativo del materiale confrontandolo poi con quello definito per la rottura delle connessioni⁴⁶. Utilizzando le equazioni definite per via sperimentale da [22] si calcolano curvatura ultima ϕ_m e curvatura a snervamento ϕ_y di una sezione rettangolare considerando la deformazione limite dell'acciaio.

$$\phi_m = 1.2 \cdot \frac{\varepsilon_{S1}}{h_c} \quad (26)$$

$$\phi_y = 2.1 \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_c} \quad (27)$$

Definendo la curvatura plastica come differenza tra quella ultima e quella a snervamento si calcolano le corrispondenti rotazioni plastiche ed elastiche ipotizzando la lunghezza della cerniera plastica tramite l'espressione proposta sempre da [21].

$$L_p = K \cdot H_e + 0.1 \cdot l_w + L_{SP} \quad (28)$$

Si determina quindi la rotazione ultima corrispondente al limite deformativo del materiale, $\vartheta_{dn}=0.114$ come somma dei due contributi. Come si può constatare tale valore risulta maggiore del limite deformativo dei pannelli, si assume quindi come parametro per la progettazione il drift legato alla rottura delle connessioni pari a $\vartheta_c=\vartheta_{lim}=0.015$.

<i>MATERIALI</i>		
f_u	540	N/mm2
f_y	450	N/mm2
f_u/f_y	1.2	-
f_{ye}	495	N/mm2
E	210000	N/mm2
ε_y	0.00236	-
ε_{sl}	0.0675	-

<i>CERNIERA PLASTICA</i>		
d_{asl}	24	mm
K	0.04	-
L_{SP}	0.26	m
L_C	6.33	m
$0.1 \cdot l_w$	0.09	m
L_p	0.60	m

<i>CURVATURE</i>		
ϕ_m	0.116	1/m
ϕ_y	0.007	1/m
ϕ_p	0.109	1/m

<i>ROTATION</i>		
ϑ_p	0.082	-
ϑ_{yn}	0.032	-
ϑ_{dn}	0.114	-
ϑ_c	0.015	-

ϑ_{lim}	0.015	-
-------------------	-------	---

2.13	$\vartheta_y/\vartheta_{lim}$
------	-------------------------------

Tabella 55: determinazione del drift di progetto

⁴⁶ Sarebbe stato identico calcolare gli spostamenti e scegliere come spostamento di progetto quello minore.

Da un semplice confronto tra i valori di rotazioni appena determinati si può già intuire quale sia il probabile comportamento della struttura. Essendo la rotazione elastica circa il doppio di quella limite sicuramente non si potrà formare plasticità nella zona critica, ipotesi poi confermata dalle analisi non lineari. Ancora una volta, i limiti deformativi della struttura risulteranno vincolanti per la progettazione; L'elevata flessibilità dovuta all'altezza dell'elemento comporta quindi un elevato valore di rotazione elastica non permettendo alla struttura di attingere alle reali risorse di resistenza ed alle capacità dissipative. Si può quindi intuire come questo schema statico, per questa tipologia strutturale, non risulti essere molto efficiente.

2.6.4. Spostamento di progetto

Determinato quale sia il limite che governa la progettazione si determinano ora gli spostamenti associati a tale limite, ovvero il profilo di spostamento, ed il corrispondente spostamento di progetto. Come già accennato, la struttura potrebbe non sviluppare plasticità alla base del pilastro a causa dell'elevata flessibilità ($\varepsilon < \varepsilon_y$), si verifica quindi tale condizione per poi determinare il profilo di spostamento associato all'effettiva deformazione del materiale e del limite di drift. Ipotizzando che curvatura, rotazione e spostamento siano lineari con l'altezza, la deformazione effettiva del materiale si determina invertendo l'espressione della rotazioni proposta da [21] in corrispondenza dell'altezza efficace della struttura equivalente e della rotazione limite $\vartheta_{lim} = 0.015$.

Come ipotizzato, la sezione non sviluppa plasticità $\varepsilon_{\vartheta} = 0.00118 < 0.00236$. Si calcola ora il profilo di spostamento e lo spostamento di progetto con la (16) per le quali la deformazione del materiale da considerare non è quella ultima a snervamento ma quella appena determinata.

PIANO	m [t]	Δ_{ϑ_i} [m]	Δ_{y_i} [m]	$\Delta_{p,sl}$ [m]	$\Delta_{rot,sl}$ [m]	Δ_{i,ϑ_c} [m]	Δ_i [m]	$m_i \Delta_i$ [m]	$m_i \Delta_i^2$ [m]	$m_i \Delta_i H_i$ [m]
2	2155	0.096	0.193	0.745	0.937	0.096	0.096	207	19.88	1871.3
1	3568	0.039	0.078	0.432	0.510	0.039	0.039	139	5.44	730.2
TOT								346	25.33	2601.6

Dd	0.073
----	-------

Tabella 56: Profili di spostamento e spostamento di progetto

Lo spostamento di progetto risulta $\Delta_d = 0.073$ m

2.6.5. Altezza e masse effettive

Con le formule (17) e (18) si determinano un'altezza della struttura equivalente pari a $H_e = 7.51$ m e la corrispondente massa efficace pari a $m_e = 4737$ t.

2.6.6. Duttilità

Data l'assenza di plasticità nella zona critica la duttilità richiesta alla struttura risulta essere inferiore all'unità. Infatti lo spostamento a snervamento in sommità alla struttura, pari a $\Delta_y = 0.144$ m risulta maggiore di quello di progetto $\Delta_d = 0.073$ m. Si ottiene quindi una duttilità $\mu = \Delta_d / \Delta_y = 0.507$. Questo ha effetti diretti nella determinazione dello smorzamento equivalente annullando il contributo del possibile comportamento isteretico della struttura.

2.6.7. Smorzamento equivalente

Avendo verificato che la struttura non sviluppa plasticità, lo smorzamento equivalente coincide con quello elastico. $\xi_{Eq} = \xi_{el} = 5\%$.

2.6.8. Periodo equivalente

Il periodo equivalente viene calcolato tramite il periodo e lo spostamento del punto C dello spettro elastico scalandolo opportunamente come in fig 51. Lo spettro utilizzato è quello di fig.25 definito al p.to 2.2.3.

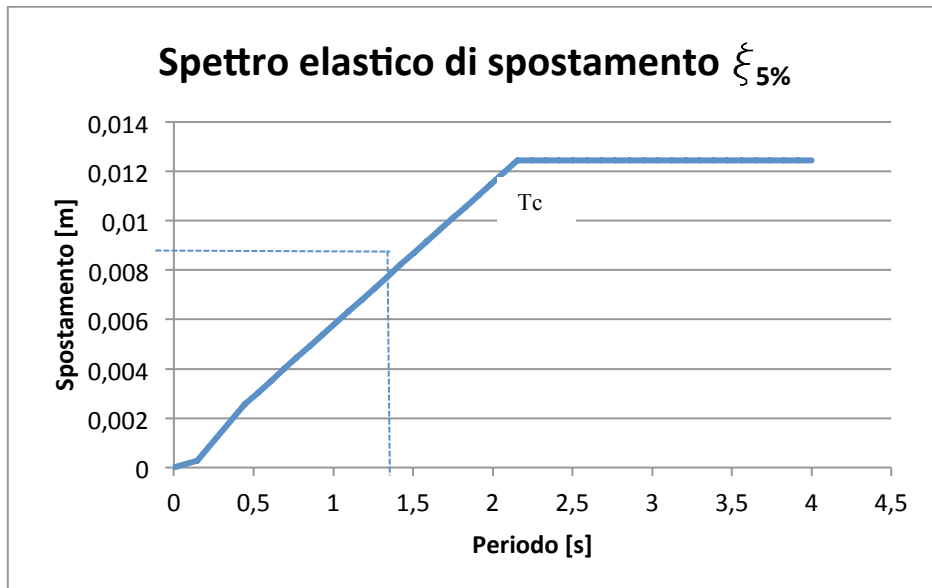


Figura 51: Spettro elastico di spostamento

In questo caso, essendo lo smorzamento equivalente pari a quello elastico, lo spettro elastico non necessita di essere scalato. L'equazione utilizzata è la seguente ed il periodo equivalente risulta.

$$T_e = \frac{T_c}{\Delta_{c,5\%}} = \frac{2.15}{0.122} = 1.29 \text{ s}$$

2.6.9. Rigidezza equivalente

Invertendo la nota formula che lega periodo e rigidezza e massa si determina la rigidezza equivalente.

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} = 112197 \text{ KN/m}$$

2.6.10. Taglio alla base

Note rigidezza e spostamento della struttura equivalente, il taglio alla base è calcolato come prodotto tra questi (eq. 23). Si nota però che lo spostamento da dover considerare per il calcolo del taglio di progetto non coincide con lo spostamento Δ_d determinato precedentemente in quanto, se si progettasse per tale spostamento, si assegnerebbe alla struttura una rigidezza inferiore a quella che garantirebbe il limite di drift 0.015. La struttura rimanendo in campo elastico deve essere progettata per uno spostamento pari almeno a Δ_y corrispondente al taglio massimo e allo snervamento dell'armatura.

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta_y = 16182 \text{ KN}$$

Avendo assunto l'ipotesi di piano rigido verificata al p.to 3.4.2 si distribuisce il taglio in maniera uniforme su tutti i pilastri ottenendo un taglio alla base sul singolo pilastro pari a $V = 405 \text{ KN}$.

Si riportano brevemente i valori ottenuti

<i>TAGLIO DI PROGETTO</i>		
Δd	0.073	[m]
m_e	4736.65	[m]
H_e	7.51108	[m]
ε_θ	0.00118	[-]
Δ_y	0.144	[m]
μ	0.51	[-]
ζ_{eq}	5%	[-]
T_c	2.154	[s]
$\Delta_{c5\%}$	0.12	[m]
T_e	1.29	[s]
K_e	112197	[KN/m]
$V_{b,d}$	8204	[KN]
$V_{bi,d}$	205	[KN]
$V_{b,el}$	16182	[KN]
$V_{bi,el}$	405	[KN]

Tabella 57: Risultati

Per tali azioni il quantitativo di armatura risulta eccedente i limiti normativi, si decide di riprogettare la struttura aumentando la sezione fino a trovare una soluzione soddisfacente.

2.6.11. Riprogettazione della struttura

Dovendo garantire alla struttura una maggior rigidità si decide di aumentare la sezione degli elementi verticali. Ciò comporta una riduzione dello spostamento elastico e quindi una diminuzione delle azioni derivanti da esso. Procedendo iterativamente si è effettuato lo stesso procedimento appena descritto fino a determinare la dimensione ottimale per garantire le prestazioni necessarie ed i limiti geometrici normativi. Si adotta quindi una sezione rettangolare di 90 x 90 cm. Ad ogni passo si è controllato se la sezione sviluppasse plasticità in quanto comporterebbe in una modifica del profilo di spostamento e quindi dello spostamento di progetto. Anche per questa sezione si verifica che le armature non arrivano al limite di snervamento ma la deformazione si limita a $\varepsilon=0.00151$: profilo di spostamento e spostamento di progetto rimangono quindi invariati.

Si riportano brevemente i calcoli effettuati.

<i>MATERIALI</i>		
f_u	540	N/mm2
f_y	450	N/mm2
f_u/f_y	1.2	-
f_{ye}	495	N/mm2
E	210000	N/mm2
ε_y	0.00236	-
ε_{sl}	0.0675	-

<i>CERNIERA PLASTICA</i>		
d_{asl}	24	mm
K	0.04	-
L_{SP}	0.26	m
L_C	6.33	m
$0.1 \cdot l_w$	0.09	m
L_p	0.60	m

<i>CURVATURE</i>		
Φ_m	0.09	1/m
Φ_y	0.0055	1/m
Φ_p	0.0845	1/m

<i>ROTATION</i>		
ϑ_p	0.051	-
ϑ_{yn}	0.026	-
ϑ_{dn}	0.077	-
ϑ_c	0.015	-

ϑ_{lim}	0.015	-
-------------------	-------	---

1.705	$\vartheta_y/\vartheta_{lim}$
-------	-------------------------------

Tabella 58: Determinazione del drift di progetto

Si ottengono i seguenti risultati

<i>TAGLIO DI PROGETTO</i>		
Δd	0.073	[m]
m_e	4736.65	[m]
H_e	7.51108	[m]
ε_θ	0.0151	[-]
Δ_y	0.112	[m]
μ	0.65	[-]
ζ_{eq}	5%	[-]
T_c	2.154	[s]
$\Delta_{c5\%}$	0.12	[m]
T_e	1.29	[s]
K_e	112197	[KN/m]
$V_{b,d}$	8204	[KN]
$V_{bi,d}$	205	[KN]
$V_{b,el}$	12586	[KN]
$V_{bi,el}$	315	[KN]

Tabella 59: Risultati

2.6.12. Effetti PD

L'obiettivo è lo stesso della progettazione tradizionale ovvero quello di tener in conto la non linearità geometrica dovuta agli effetti deformativi della struttura. La differenza sostanziale però sta nella stima di questi contributi: se per la progettazione alle forze questa risulta una stima approssimata dovuta all'incertezza sugli spostamenti, per la progettazione agli spostamenti risulta invece una stima pressoché veritiera. Lo spostamento che genera il contributo del II° ordine è un dato di partenza e quindi noto con esattezza.

Gli effetti $P\Delta$ si valutano in funzione dell'indice di stabilità definito al p.to 2.5.1. Essendo questo pari a 0.065 e quindi inferiore a 0.085, valore limite indicato da [21] si trascurano.

Il taglio alla base del singolo pilastro con cui effettuare la successiva progettazione delle armature risulta quindi pari a $V_{Ed} = 315 \text{ KN}$

2.6.13. Premesse alla progettazione

Le caratteristiche principali dei materiali utilizzati sono descritte al p.to 2.1.6.

Le condizioni di minima duttilità prevista in Par. 7.4.4 –NTC 08, sia in termini di materiali che di elementi e struttura nella sua globalità, si ritengono automaticamente soddisfatte applicando le specifiche regole di progetto e di gerarchia delle resistenze indicate per questa tipologia costruttiva.

Gli elementi strutturali, data la scarsità di zone dissipative, si sono progettati considerando la *classe di duttilità B* e nel rispetto dei quantitativi minimi geometrici e meccanici relativi al Cap. 7-NTC 08.

Le verifiche vengono effettuate tramite l'ausilio del programma V.C.A. SLU

2.6.14. Progetto e verifica degli elementi verticali

Le sollecitazioni con cui si dimensionano e verificano gli elementi strutturali si sono ricavate dall'analisi appena effettuata con l'approccio agli spostamenti. In termini di momento flettente non si è applicato nessun criterio di gerarchia ricavando direttamente i valori dall'analisi precedente. Per quanto riguarda le azioni taglianti invece, dovendo garantire la necessaria duttilità dell'intera struttura, si determinano applicando le gerarchie tra azioni. Utilizzando quindi la (31) proposta da [15], che semplicemente rielabora ed adatta per il caso di telai incernierati pluripiano la formula (7.4.5) par.7.4.4.2.1-NTC 08, si determinano le sollecitazioni dei singoli tratti del pilastro.

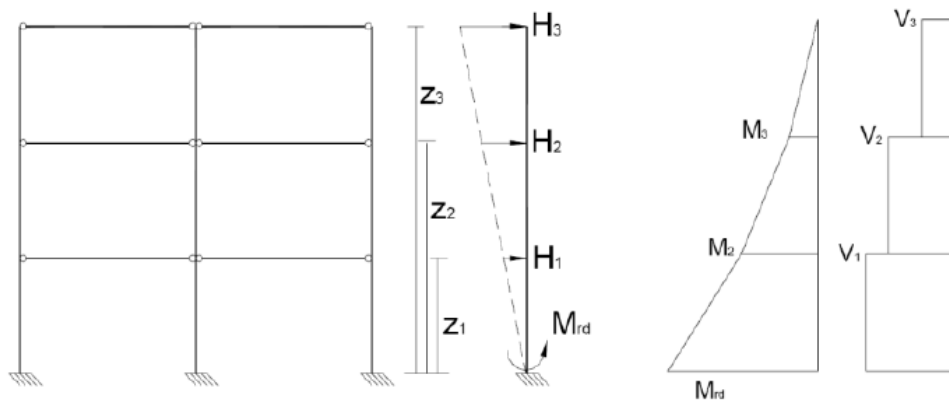


Figura 52: Diagramma dei tagli e dei momenti dei pilastri

$$\sum H_i \cdot z_i = \gamma_R \cdot M_{Rd} \quad (29)$$

$$H_i = H_1 \cdot \frac{z_i}{z_1} \quad (30)$$

$$H_i = \gamma_r \cdot M_{Rd} \cdot \frac{z_i}{\sum z_i^2} \quad (31)$$

PIANO	z_i [m]	M_{Rd} [KNm]	H_i [KN]
1°	3.8	2587	136
2°	5.24		235
		TOT	371

Tabella 60: Calcolo dei tagli sui pilastri con i criteri di gerarchia delle resistenze

Tenendo presente che per le sezioni si adottano armature simmetriche rispetto ad entrambi gli assi del pilastro si ottengono le seguenti caratteristiche per le 4 differenti sezioni individuate lungo l'altezza del pilastro.

⁴⁷ Si fa riferimento ad una distribuzione lineare delle forze crescente con le altezze (1° modo di vibrare linearizzato: $F_{11} = 0.42$; $F_{21} = 1.00$), successivamente corretta tramite il coefficiente e_i per tener in conto delle piccole variazioni di massa tra i piani e quindi della differente distribuzione dovuta ai modi di vibrare superiori.

Sezione 1, sezione critica (da h 0.0 a 2.1 m⁴⁸)

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,X} = 2636$ kNm; $M_{Ed,Y} = 709$ kNm; $V_{Ed} = 371$ kN; $N_{Ed} = -580$ kN
 Azioni resistenti: $M_{Rdx} = 2587$ kNm; $M_{Rdy} = 827$ kNm; $V_{Rd} = 666$ kN

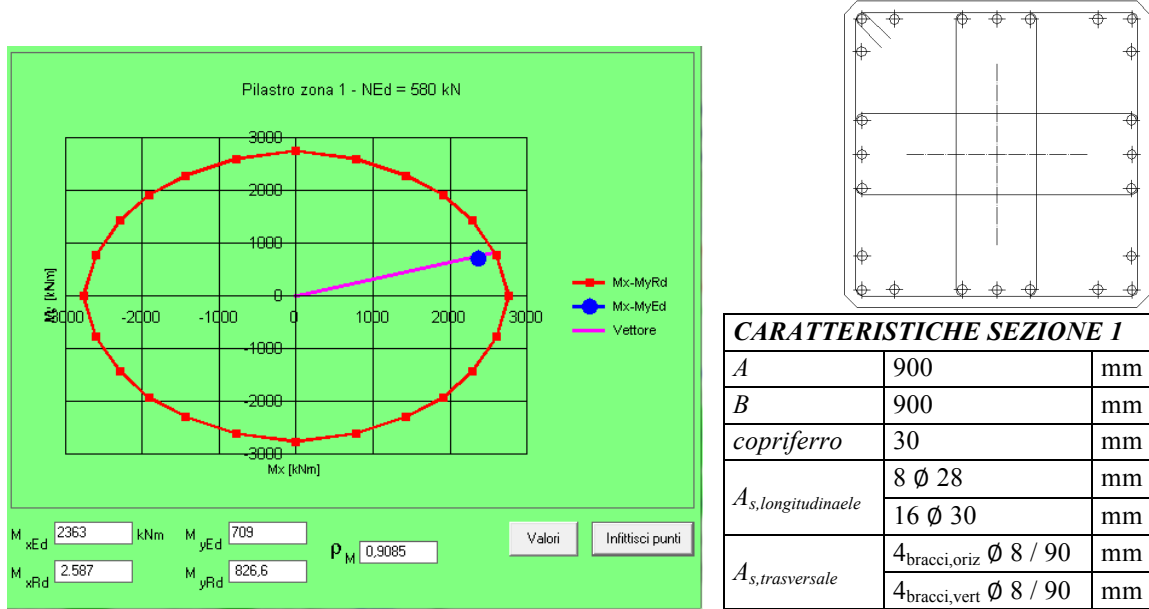


Figura 53: Dominio di resistenza sezione 1

Sezione 2 (da h 2.1 a 3.4 m)

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,X} = 2258$ kNm; $M_{Ed,Y} = 677$ kNm; $V_{Ed} = 371$ kN; $N_{Ed} = -580$ kN
 Azioni resistenti: $M_{Rdx} = 2275$ kNm; $M_{Rdy} = 726$ kNm; $V_{Rd} = 666$ kN,

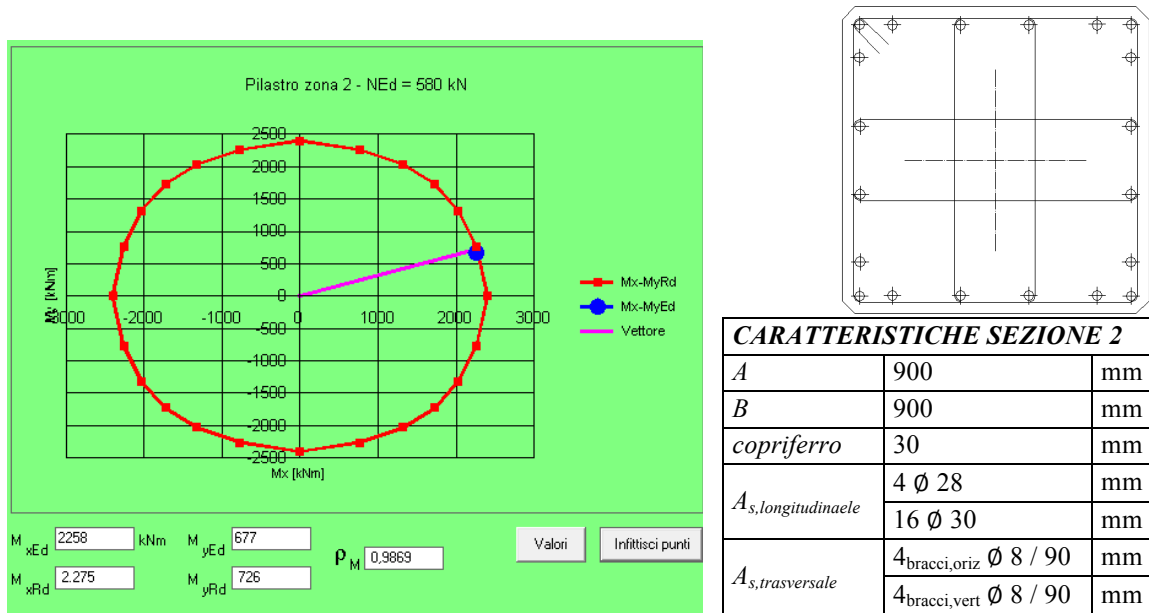


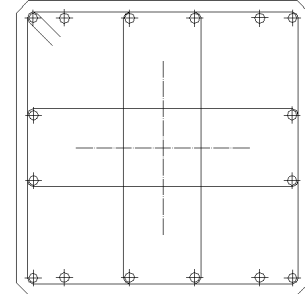
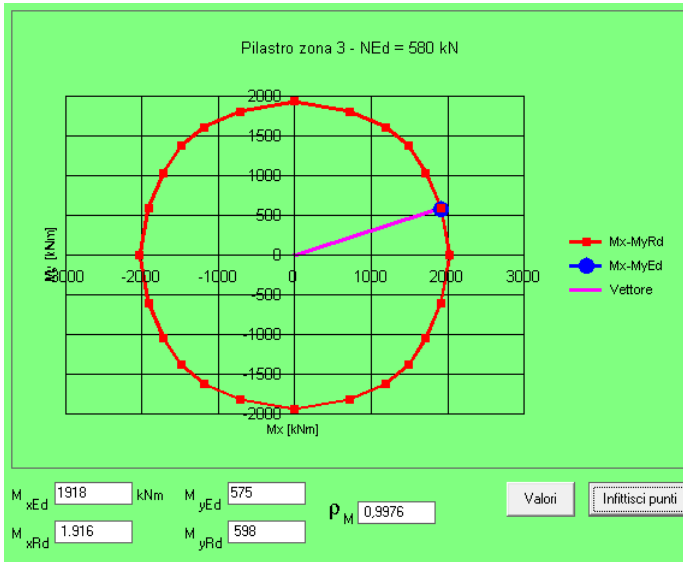
Figura 54: Dominio di resistenza, sezione 2

⁴⁸ Le quote sono riferite alla a partire dall'estradosso del bicchiere.

Sezione 3 (da h 3.4 a 4.8 m)

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,X} = 1918$ KNm; $M_{Ed,Y} = 575$ KNm; $V_{Ed} = 371$ KN; $N_{Ed} = -580$

Azioni resistenti: $M_{Rdx} = 1916$ KNm; $M_{Rdy} = 598$ KNm; $V_{Rd} = 375$ KN



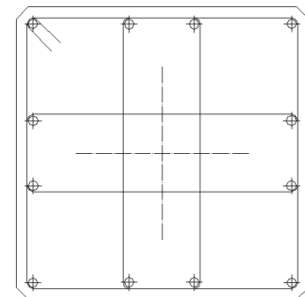
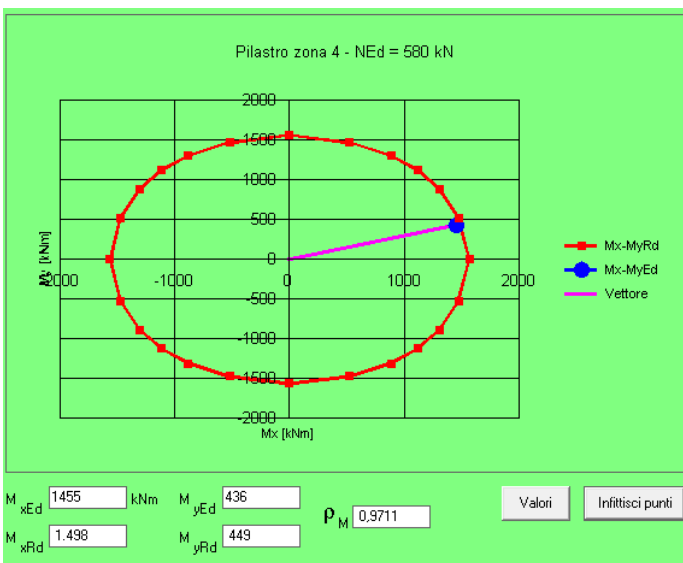
CARATTERISTICHE SEZIONE 3		
A	900	mm
B	900	mm
<i>copriferro</i>	30	mm
$A_{s, longitudinale}$	4 \varnothing 28	mm
	12 \varnothing 28	mm
$A_{s, trasversale}$	4bracci, oriz \varnothing 8 / 160	mm
	4bracci, vert \varnothing 8 / 160	mm

Figura 55: Dominio di resistenza, sezione 3

Sezione 4 (da h 4.8 a 10.25 m)

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,X} = 1455$ KNm; $M_{Ed,Y} = 436$ KNm; $V_{Ed} = 235$ KN; $N_{Ed} = -226$

Azioni resistenti: $M_{Rdx} = 1498$ KNm; $M_{Rdy} = 449$ KNm; $V_{Rd} = 240$ KN



CARATTERISTICHE SEZIONE 4		
A	900	mm
B	900	mm
<i>copriferro</i>	30	mm
$A_{s, longitudinale}$	4 \varnothing 28	mm
	8 \varnothing 30	mm
$A_{s, trasversale}$	4bracci, oriz \varnothing 8 / 240	mm
	4bracci, vert \varnothing 8 / 240	mm

Figura 56: Dominio di resistenza, sezione 4

Riassumendo si hanno le seguenti caratteristiche

Zona	dimensioni		$A_{c,req}$ [cm ²]	h [m]	N°_{long} [-]	Φ_{long} [mm]	A_s [mm ²]	ρ %
	a [mm]	b [mm]						
1	900	900	8100	0-1.25	8	28	16236	2.00%
					16	30		
2	900	900	8100	2.1-3.4	4	28	13773	1.70%
					16	30		
3	900	900	8100	3.4-4.8	4	28	10945	1.35%
					12	30		
4	900	900	8100	4.8-7.2	4	28	8118	1.00%
					8	30		
5	900	900	8100	7.2-9.7	4	28	8118	1.00%
					8	30		

Zona	$M_{Rd,x}$ [KNm]	$M_{Rd,y}$ [KNm]	$N^{\circ}_b / \Phi_{staffe}$ [mm]	Passo [mm]	$A_{st,x=y}$ [mm ² /mm]	ω_s [-]	$V_{Rsd,x}$ [KN]	$V_{Rsd,y}$ [KN]
1	827	2587	4+4 / Φ 8	90 mm	2.23	0.081	666	666
2	726	2275	4+4 / Φ 8	90 mm	2.23	0.081	666	666
3	598	1916	4+4 / Φ 8	160 mm	1.26	-	375	375
4	449	1498	4+4 / Φ 8	160 mm	1.26	-	375	375
5	449	1498	4+4 / Φ 8	250 mm	1.26	-	240	240

Tabella 61: Tabelle riassuntive delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri

2.6.15. Progetto delle connessioni

Connessione trave-pilastro

La connessione trave-pilastro risulta essere di notevole importanza in quanto collega due elementi principali per la resistenza all'azione sismica. La realizzazione avviene tramite un appoggio in neoprene e degli spinotti o boccole in acciaio annegate in entrambe gli elementi.

Spinotti

Le azioni taglianti di progetto si determinano con le stesse formule del punto 2.5.14 utilizzando però un coefficiente amplificativo $\gamma_{Rd}=1.1$ essendo un , essendo questo un collegamento tipo “a”. Si ipotizza però che tali forze di taglio si distribuiscano tra le due connessioni, a destra e a sinistra del pilastro, in maniera proporzionale all’intensità dei carichi verticali, le azioni sismiche orizzontali aumentano infatti al crescere dei carichi verticali agenti sugli elementi. Definendo quindi i coefficienti di ripartizione dell’azione tagliente per i diversi casi possibili in Tab. 62 ed utilizzando la (32) si determina l’azione agente sul singolo spinotto; successivamente si effettua il dimensionamento utilizzando la (33)⁴⁹[6]. Dovendo garantire un comportamento efficiente dell’intera connessione, la resistenza degli spinotti e degli elementi connessi si è eseguita considerando i possibili meccanismi di rottura lato acciaio e lato calcestruzzo. Secondo le indicazioni date in [18] si sono considerati i meccanismi di collasso per taglio-trazione, distacco di calcestruzzo della trave e della mensola, estrazione degli spinotti e taglio trasversale.

	N ₁ [KN]	N ₂ [KN]	N ₁ /(N ₁ +N ₂) [-]	N ₂ /(N ₁ +N ₂) [-]
Pilastro d'angolo esterno/esterno	426	0	1	0
Pilastro d'angolo interno	426	852	0.33	0.67
Pilastro centrale	852	852	0.5	0.5

Tabella 62: Coefficiente di ripartizione delle azioni taglianti sugli spinotti

$$V_{spinotto,i} = V_{Ed} \cdot \frac{N_i}{\sum N_i} \cdot \frac{1}{2} \quad (32)$$

$$V_{Rd} = 0.9 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} f_y} (1 - \alpha^2) \quad (33)$$

Si decide infine di posizionare su tutte le mensole due boccole tipo HALFEN HBS-05-BG M i/j (per diametri e lunghezze vedere Tav 13-14-15) e sulla testa dei pilastri 2 spinotti preinseriti nel cassero per ogni trave collegata ed esso. (per diametri e lunghezze vedere Tav 13-14-15).

Mensola

Dimensionamento e verifica delle mensole d’appoggio delle travi viene eseguito secondo le indicazioni date in [32]. Le sollecitazioni sono quelle provenienti direttamente dalla trave calcolate sia per la combinazione fondamentale sia per quella

⁴⁹ Formula proposta da Tassios e Vintzeleou

sismica. Data la diversa destinazione d'uso e la particolare geometria degli impalcati si sono dimensionate differenti tipologie di mensole ma vista la ripetitività del procedimento si riporta in seguito solo l'esempio della mensola del piano di copertura del pilastro centrale P12.

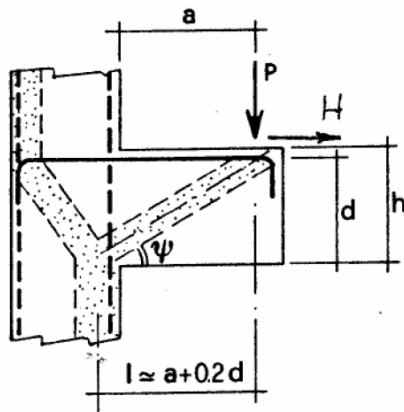


Figura 57: Modello puntoni tiranti per armatura principale-NTC 08

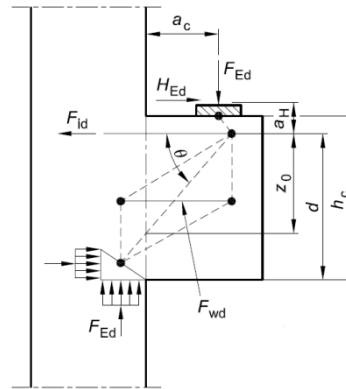


Figura 58: Modello puntoni tiranti per armatura secondaria- EC 2

Con riferimento ai modelli fatti da puntoni tiranti rappresentati in fig. 57 e 58 si sono quindi collocate: un'armatura principale verticale costituita da 6 $\varnothing 24$ piegati secondo la formula della mensola, un'armatura secondaria per assorbire la concentrazione di sforzi composta da 4 $\varnothing 14$ disposti verticalmente e 4 $\varnothing 14$ disposti orizzontalmente.

2.6.16. Progetto delle strutture di fondazione

Le fondazioni dell'edificio sono realizzate con plinti a pozzetto lisci gettati in opera e posati su uno strato di calcestruzzo magro al fine di separarli dal contatto diretto con il terreno e garantire un corretto posizionamento plani-altimetrico. Dimensionamento e verifica si sono eseguiti in accordo alle indicazioni date in [32] e secondo quanto previsto dalla normativa nazionale Par. 6.2.3-NTC 2008. Interspazi laterali (50 mm) e alla base (50 mm) tra pozzetto e pilastro si sono adeguatamente dimensionati tenendo conto delle tolleranze di messa in opera e delle dimensioni degli inerti di riempimento con il fine di un'ottima costipazione del getto. Le caratteristiche principali dei materiali utilizzati sono descritte al p.to 3.1.6.

Le sollecitazioni con cui si dimensionano e verificano le fondazioni sono quelle provenienti dagli elementi strutturali sovrastanti. Per tali azioni, sia in termini di momento flettente che di azione tagliante, si sono applicati anche i criteri di gerarchia tra elementi⁵⁰.

Tenendo presente che la progettazione dei pilastri si è ottimizzata in modo da averne una sola tipologia, per le fondazioni, invece, si procede dimensionando un unico bicchiere uguale per tutti i plinti ma diversificando le dimensioni dei sottoplinti in funzione dei carichi gravitazionali. Si distinguono quindi i plinti per: pilastri d'angolo (tipo A), pilastri centrale (tipo C) e pilastri laterali (tipo L).

Progetto della connessione: bicchiere di fondazione

Le sollecitazioni con cui si dimensionano e verificano le pareti del bicchiere si ricavano dal modello raffigurato in Fig. 39 soggetto alle forze M_{Ed} , V_{Ed} e N_{Ed} definite in seguito.

Nel modello di calcolo utilizzato, inoltre, si trascurano i contributi delle azioni tangenziali da adesione ed attrito nel trasferimento delle azione dal pilastro al bicchiere.

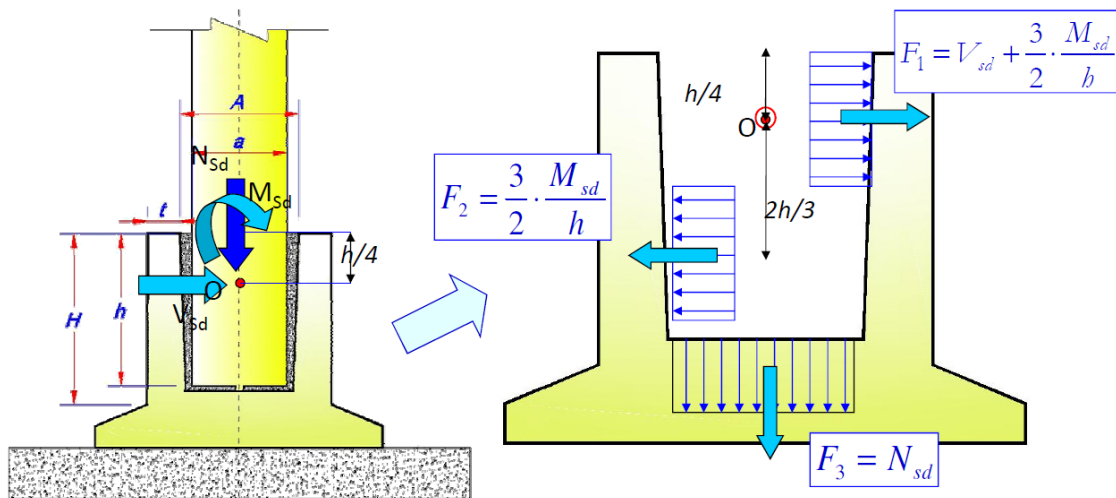


Figura 59: Modello di calcolo delle azioni agenti sulle pareti del bicchiere

Le azioni taglianti si determinano con il metodo presentato al p.to 3.4.13 utilizzando però un coefficiente amplificativo $\gamma_{Rd}=1.2$, essendo questo un collegamento tipo “b”. L'azione flettente risulta, invece, pari al valore del momento resistente M_{Rd} del pilastro moltiplicato sempre per $\gamma_{Rd}=1.2$. Le azioni sollecitanti quindi sono:

$$M_{Ed,X} = 2836 \text{ KNm}; M_{Ed,Y} = 851 \text{ KNm}; V_{Ed} = 371 \text{ KN}; N_{Ed} = -2093 \text{ KN};$$

⁵⁰ Solo per la combinazione sismica, senza successiva amplificazione delle azioni, Par 7.2.5-NTC 2008.

Pertanto le azioni di progetto del bicchiere sono:

$$F_1 = 2734 \text{ KN}; F_2 = 2363 \text{ KN}; F_3 = -2093 \text{ KN};$$

Si ottengono le seguenti caratteristiche geometriche. Vedi Tav 9

DIMENSIONI DEL BICCHIERE			ARMATURA DEL POZZETTO		
<i>a</i>	900	mm	<i>A_{s,sup}</i>	7 F 26 ext [mm] 7x4 F 26 int [mm]	3717 [mm ²] 2124x4 mm ²
<i>b</i>	900	mm	<i>A_{s,centr}</i>	2 F 16 ext [mm] 2x4 F 16 int [mm]	402 [mm ²] 402x4 [mm ²]
<i>interspazio</i>	50	mm	<i>A_{s,nf}</i>	7 F 16 ext [mm] 7x4 F 16 int [mm]	1407 [mm ²] 1407x4 mm ²
<i>A</i>	1000	mm	<i>A_{v,spigolo}</i>	4 F 28 mm	2463 [mm ²]
<i>B</i>	1000	mm	<i>A_{v,parete}</i>	11 F 16 mm	2211 [mm ²]
<i>t</i>	400	mm			
<i>h_{bicchiere}</i>	1800	mm			
<i>t_f</i>	var	mm			

Tabella 63: Caratteristiche geometriche e armature del bicchiere.

A cui corrispondono le seguenti caratteristiche meccaniche di resistenza.

SETTO FRONTALE	<i>F_{Ed}</i> [KN]	<i>F_{Rd}</i> [KN]
Armatura orizzontale superiore	2734	2832
Puntone frontale superiore compresso	2734	3963
Puntone frontale inferiore compresso	2363	13662

SETTO LATERALE	<i>F_{Ed}</i> [KN]	<i>F_{Rd}</i> [KN]
Armatura orizzontale	2734	5665
Puntone diagonale compresso	2374	3287

SPIGOLO	<i>F_{Ed}</i> [KN]	<i>F_{Rd}</i> [KN]
Armatura verticale di spigolo	2374	2922

Tabella 64: Valori di resistenza delle pareti del bicchiere

Progetto della soletta di fondo

Le sollecitazioni agenti sulla soletta di fondazione si valutano in accordo al Par. 7.2.5 – NTC 2008, secondo cui il dimensionamento delle strutture e la verifica della sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le minori tra: le resistenze degli elementi sovrastanti, le azioni trasferite dagli elementi sovrastanti amplificate con un $\gamma_{Rd}=1.1$ e le azioni derivanti da un'analisi elastica della struttura con $q=1$. Nel carico assiale si considerano anche il peso del

pilastro (224 KN) e del plinto stesso ($N_{\text{tipo C}}=438$ KN, $N_{\text{tipo L}}=492$ KN, $N_{\text{tipo A}}=865$ KN).
Le resistenze si valutano secondo quanto indicato al Par. 6.4.2.1-NTC 08

Si ottengono le seguenti dimensioni.

	<i>C</i>	<i>L</i>	<i>A</i>	
Lato A	5	5,3	6,2	m
Lato B	5	5,3	6,2	m
Altezza h	0,7	0,7	0,9	m
Piano di posa	-2.5	-2.5	-2.7	m
Volume	17,5	19,7	34,6	m ³

Tabella 65: Caratteristiche geometriche delle ciabatte di fondazione

Verifica al collasso per scorrimento sul piano di posa (GEO)

Utilizzando “l’approccio 1” la verifica allo scorrimento sul piano di posa si effettua controllando che il rapporto tra azione orizzontale agente ed azione resistente sia maggiore di 1.

Tipo	Combinazione	γ_R	$tg(F')_d$	F'_d	H_{Ed}	R_d	R_d/H_{Ed}
		[-]	[-]	[°]	[KN]	[KN]	[-]
C	Combinazione 1	1,00	0,557	30,0	387	1067	2,67
	Combinazione 2	1,10	0,462	24,8	387	776	2,00
L	Combinazione 1	0,00	0,577	30,0	387	954	2,46
	Combinazione 2	0,00	0,462	24,8	387	693	1,79
A	Combinazione 1	0,00	0,577	30,0	387	834	2,15
	Combinazione 2	0,00	0,462	24,8	387	607	1,57

Tabella 66: Parametri e risultati della verifica a scorrimento orizzontale delle fondazioni

Verifica al ribaltamento di corpo rigido(GEO)

La verifica al ribaltamento di corpo rigido si effettua controllando che il rapporto tra momento stabilizzante M_{Rd} e momento ribaltante M_{Ed} , nella sola combinazione 2, sia maggiore di 1.

Tipo	Combinazione	γ_R	M_{ed}	M_{eRd}	M_{Rd}/M_{ed}
		[-]	[KN]	[KN]	[-]
C	Combinazione 2	1,10	3596	3781	1,05
L	Combinazione 2	1,10	3596	3581	1,02
A	Combinazione 2	1,10	3671	3665	1,01

Tabella 67: Parametri e risultati della verifica a ribaltamento di corpo rigido

Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (GEO)

La verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno si effettua verificando che il rapporto tra carico ammissibile e azione assiale sollecitante sia maggiore di 1; si effettua seguendo "l'approccio 1" sia per le azioni statiche sia per quelle dovute al sisma. Per il calcolo della capacità portate in condizioni drenate si è considerata la relazione di Brinch-Hansen

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \quad (10)$$

I parametri geotecnici considerati nelle verifiche sono quelli presentati al p.to 3.1.2 (Angolo di attrito del terreno $\varphi=30^\circ$, densità in condizioni drenate $\gamma_{dry}=18 \text{ KN/m}^3$, coesione del materiale $c'_k=0$. Determinando i differenti coefficienti di capacità portante N_γ e N_q ed i vari coefficienti correttivi $s_i, d_i, g_i, s_i, i_i, b_i$ si ottengono i seguenti risultati

Azioni statiche

<i>AZIONI STATICHE SOLLECITANTI</i>				
	C	L	A	
M_x	174	174	174	KNm
M_y	61.4	61.4	61.4	KNm
N	2432	2349	1583	KN
e_x	0.07	0.9	0.11	m
e_y	0.03	0.04	0.04	m

Tabella 68: Azioni statiche sollecitanti

	C	L	A
L^*	4.86	5.12	5.98
B^*	4.95	5.22	6.12
N_γ	10.56		
s_γ	0.61	0.61	0.62
d_γ	1		
i_γ	1		
q	25.2		
Nq	10.43		
s_q	1.45	1.45	1.44
d_q	1.16	1.15	1.15
i_q	1		

Φ'_k	30
$\text{tg}(\Phi'_d)$	0.462
Φ'_d	24.8

Tabella 69: Coefficienti di capacità portante e coefficienti correttivi

	C	L	A	
q_{lim}	850	855	906	KN/m2
q_{Sd}	283	284	302	KN/m2
R_d	8887	8923	14417	KN
R_d/N_{Ed}	3.65	3.71	9.11	-

Tabella 70: Capacità portanti dei plinti

Azioni sismiche

AZIONI SISMICHE SOLLECITANTI				
	C	L	A	
M_x	2836	2836	2836	KNm
M_x	851	851	851	KNm
N	2432	2349	1583	KN
e_x	1.53	1.72	1.96	m
e_y	0.46	0.52	0.59	m

Tabella 71: Azioni sismiche sollecitanti

	C	L	A	
L^*	1.93	1.87	2.27	
B^*	4.08	4.27	5.02	
N_γ	10.56			
s_γ	0.81	0.83	0.82	
d_γ	1			
i_γ	1			
q	32.4			
Nq	10.43			
s_q	1.22	1.20	1.21	
d_q	1.40	1.42	1.37	
i_q	1			

ϕ'_k	30
$tg(\phi')_d$	0.462
ϕ'_d	24.8

Tabella 72: Coefficienti di capacità portante e coefficienti correttivi

	C	L	A	
q_{lim}	727	727	737	KN/m2
q_{Sd}	242	241	246	KN/m2
R_d	2490	2501	3659	KN
R_d/N_{Ed}	1.35	1.51	2.53	

Tabella 73: capacità portanti dei plinti

Progetto e verifica dell' armatura a flessione del sotto-plinto (STRU)

Date le geometrie dei plinti precedentemente definite risulta in ogni caso $l > 2h$, questi si definiscono quindi plinti snelli; lo schema statico utilizzato per determinare le azioni interne vede quindi la ciabatta del plinto schematizzata come una mensola incastrata in corrispondenza dell'asse del pilastro e caricata con un'azione pari alla risposta del terreno. Dovendo garantire un comportamento elastico del sistema fondazioni si considerano quindi come azioni sollecitanti quelle derivanti dalle verifiche di collasso per carico limite.

Pilastro	<i>C</i>	<i>L</i>	<i>A</i>	-
σ_{ed}	223	223	231	KN/m ²

Tabella 74: Azioni sollecitanti delle ciabatte

Dal modello di calcolo risultano necessarie quindi le seguenti armature. (Vedi anche Tav. 8)

<i>ARMATURA INFERIORE</i>				
ϕ	16	16	16	mm
<i>N</i> ^o	7	7	9	-
ϕ	28	28	28	
<i>N</i> ^o	11	15	22	
<i>A_{s,inf}</i>	8796	10664	15356	mm ²
<i>passo</i>	278	252	207	mm
ρ	0.035%	0.038%	0.04%	-

<i>ARMATURA SUPERIORE</i>				
ϕ	16	16	16	mm
<i>N</i> ^o	7	7	9	-
<i>A_{s,sup}</i>	1407	1407	1407	mm ²
<i>passo</i>	701	757	689	mm

Tabella 75: Ferri di armatura dei plinti

Verifica a punzonamento (STRU)

La verifica della fondazione nei confronti del punzonamento si effettua così come trattato in Par 6.4 EC2. Le fondazioni, avendo tutte un rapporto $l/d > 2$ si definiscono snelle, e il perimetro di verifica non è noto a priori. Considerando quindi le caratteristiche geometriche definite in tabella 65 si procede per tentativi variando il rapporto a/d determinando così il perimetro critico e la curva τ_{Ed}/τ_{Rd} .

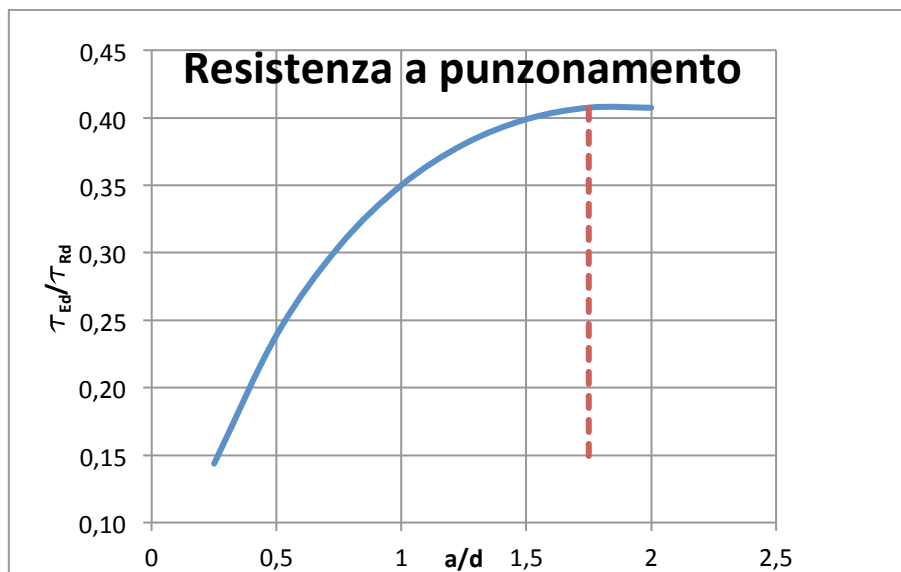


Tabella 76: Resistenza a punzonamento, diagramma del rapporto tra taglio agente e taglio resistente in funzione del rapporto tra altezza della ciabatta e distanza del perimetro critico

Osservando che il rapporto τ_{Ed}/τ_{Rd} risulta sempre minore dell'unità si verifica che non sono necessarie armature aggiuntive e che tale rapporto attinge il suo valore massimo per $a = 1.77 d$ che rappresenta pertanto la distanza del perimetro critico dal contorno del pilastro.

Collegamento tra fondazioni

Non avendo cambiato schema statico e non avendo modificato i carichi gravitazionali il dimensionamento e la verifica dei cordoli di collegamento risulta identica a quella della progettazione alle forze. Vedi allegato Tav. 7

2.7. Considerazioni sulla progettazione agli spostamenti.

Tramite la progettazione DDBD si evidenzia l'insufficiente rigidità ottenuta dalla progettazione FBD, questo ha comportato una riprogettazione degli elementi tale da garantire il rispetto dei limiti geometrici di percentuale di armatura. Il vantaggio dato da questo approccio consiste innanzitutto nel poter predire esattamente l'entità degli spostamenti senza dover fare ipotesi iniziali sul grado di fessurazione degli elementi in quanto tale spostamento risulta il punto di partenza della progettazione. In secondo luogo permette di tener in conto dell'apporto di rigidità offerto dalle armature. Lo svantaggio invece, come si vedrà al p.to 2.9, risulta essere l'elevato costo dovuto alla dimensione degli elementi ed al quantitativo di acciaio necessari a garantire la rigidità necessaria.

2.8. Analisi dinamiche non lineari

Per validare i risultati ottenuti dalle due differenti progettazioni e valutarne l'effettivo comportamento si sono eseguite delle analisi time-history non lineari con il software Midas Gen 2012. Tali analisi risultano essere le più complete consistendo nel calcolo della risposta sismica mediante integrazione delle equazioni del moto utilizzando un modello non lineare della struttura e accelerogrammi come rappresentazione diretta del fenomeno reale.

2.8.1. Modellazione della struttura

La struttura è stata analizzata tramite un modello tridimensionale per coglierne l'effettivo comportamento in entrambe le direzioni mantenendo l'ipotesi di piano rigido utilizzata per l'analisi modale e la progettazione agli spostamenti.

Elementi

La modellazione degli elementi e del loro comportamento si basa su un'ipotesi fondamentale: tutti gli elementi costituenti la struttura rimangono sempre in campo elastico ed il comportamento inelastico viene concentrato all'estremità di pochi scelti accuratamente laddove si prevede la formazione di cerniere plastiche. A tali cerniere si attribuiscono le proprietà inelastiche quali: momento a snervamento, ricavato dal diagramma momento-curvatura, lunghezza della cerniera plastica, valutata con l'equazione (28) del p.to 2.6.3 e modello isteretico rappresentativo del comportamento ciclico.

La stima del diagramma Momento-Curvatura nella sezione critica si effettua tramite il programma di calcolo fornito da [21]. Si determinano così i valori di momento e curvatura corrispondenti alle condizioni di fessurazione, snervamento e rottura della sezione per caratterizzare il comportamento della cerniera plastica. Le componenti inelastiche considerate sono solo quelle legate alle rotazioni secondo gli assi trasversali dei pilastri, tagli e torsioni non vengono considerati.

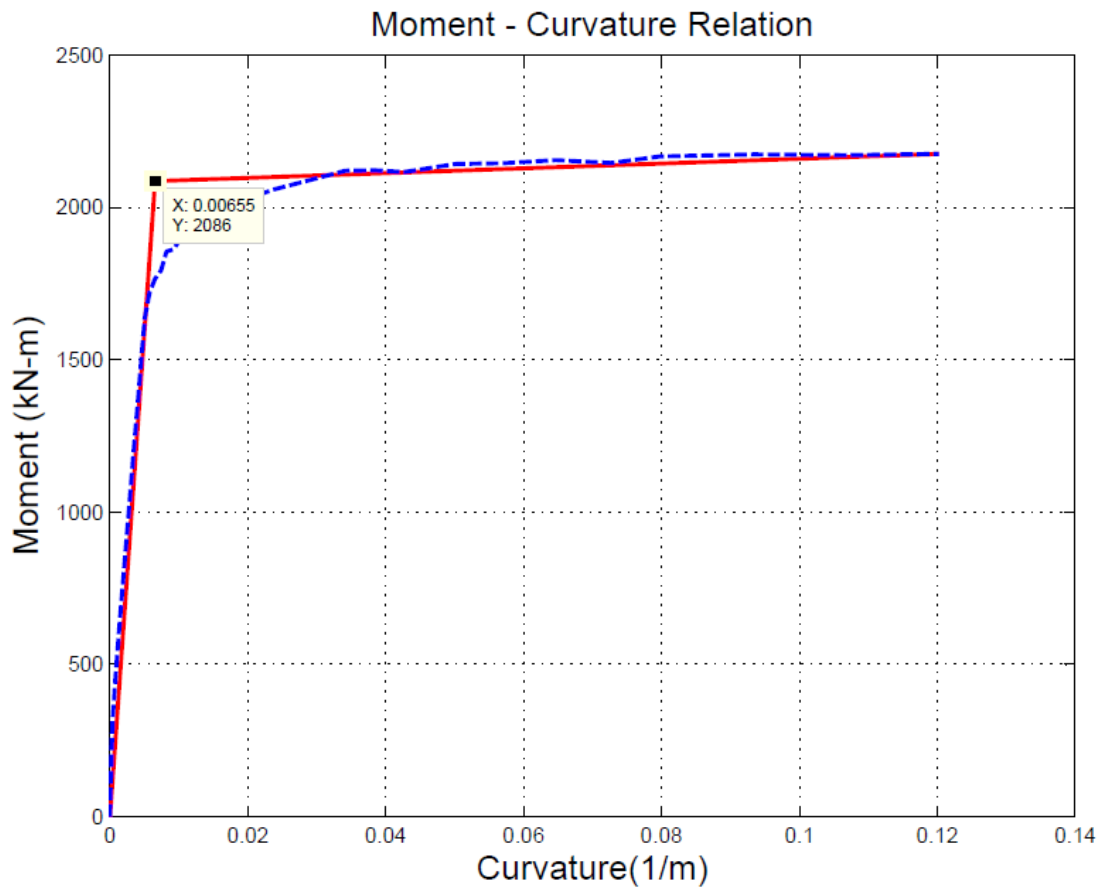


Figura 60: Diagramma momento curvatura del pilastro 70x70 cm

A differenza della progettazione FBD, l'utilizzo del diagramma momento-curvatura bilinearizzato, permette una stima più precisa dell'inerzia degli elementi in seguito ai fenomeni di fessurazione. Quindi sull'ipotesi fondamentale⁵¹ che la rigidezza di una sezione fessurata sia proporzionale alla resistenza e che la curvatura a snervamento si possa definire costante, l'effettivo momento di inerzia della sezione si calcola con la seguente relazione

$$I_{eff} = \frac{M_N}{E \cdot \phi_y} = \frac{M_N}{E \cdot \phi_y'} \quad (34)$$

In fine l'interazione Momento-Azione Assiale non viene considerata in quanto si suppone non si verifichino grandi variazioni della componente assiale nei pilastri proprio per lo schema statico di travi incernierate.

⁵¹ Ipotesi verificata sperimentalmente da un lavoro di ricerca su differenti sezioni in c.a. al variare di: dimensioni delle sezione, azione assiale e percentuale di armatura [13]

Masse

Per entrambe i metodi progettazione le masse sono state modellate direttamente del programma come masse concentrate ai nodi degli elementi. In base ai carichi inseriti si sono considerati i pesi propri degli elementi strutturali, di quelli non strutturali e le masse associate ai carichi sui solai con gli opportuni coefficienti.

Modello isteretico

La risposta ciclica di elementi in calcestruzzo armato può essere ben rappresentata da modelli isteretici tipo Takeda appresentato in Figura 61. Rigidezza iniziale K_0 , forza di snervamento F_y , coefficiente di incrudimento r , pendenza dei rami di scarico e ricarico definita dai parametri α e β sono i parametri che caratterizzano il modello isteretico. Data la presenza di forti carichi assiali per queste analisi risulta appropriato utilizzare il modello Takeda thin caratterizzato da una rigidezza in fase di carico e scarico ridotte rispetto quella elastica iniziale. Si adottano quindi per i coefficienti α e β precedentemente definiti i valori di pari a 0,5 e 0,0

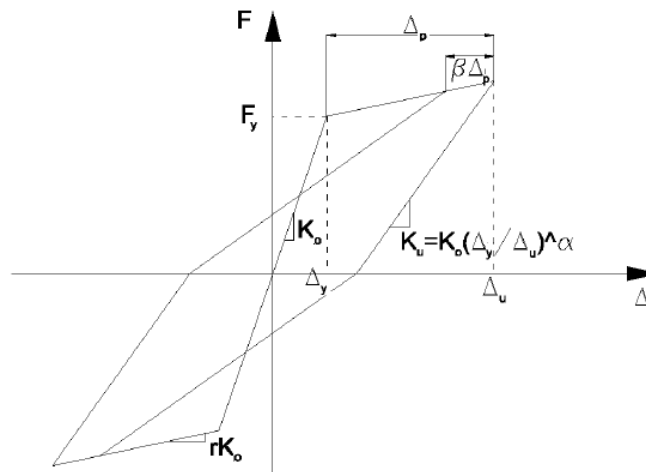


Figura 61: Modello di isteresi tipo Takeda

Smorzamento della struttura

Dato che lo smorzamento risulta essere proporzionale anche alla rigidezza, ed essendo questa fortemente ridotta una volta raggiunto lo snervamento, in accordo a quanto consigliato da [21] la proporzionalità con la rigidezza viene associata a quella post snervamento e non a quella iniziale, rappresentativa dello smorzamento solo nella fase elastica iniziale. Inoltre si sottolinea che per i primi modi di vibrare lo smorzamento alla Rayleigh risulta essere per la quasi totalità proporzionale alla massa (i primi modi,

infatti, sono quelli che solitamente coinvolgono la quasi totalità della massa dell'edificio) quindi per mantenere la proporzionalità alla rigidità post snervamento e non mascherare tali effetti non si considera la proporzionalità con le masse.

2.8.2. Modellazione delle azioni

Le azioni sismiche si sono modellate tramite accelerogrammi naturali selezionati tramite l'utilizzo del programma REXEL 2.31 beta [35]. I 14 accelerogrammi selezionati sono descritti dalle sole due componenti orizzontali, la componente in direzione verticale non è stata analizzata. La scelta degli accelerogrammi reali si è eseguita a seguito della disaggregazione della pericolosità sismica in modo da poter determinare le caratteristiche della sorgente sismogenetica (distanza epicentrale e magnitudo) che maggiormente contribuisce alla pericolosità di sito. Definita la coppia modale di interesse (distanza epicentrale 0-15 Km e magnitudo 4.5-5) ricavata dallo studio dell'INGV sulla pericolosità sismica [36] rappresentata in fig. 62, si effettua la selezione degli accelerogrammi.

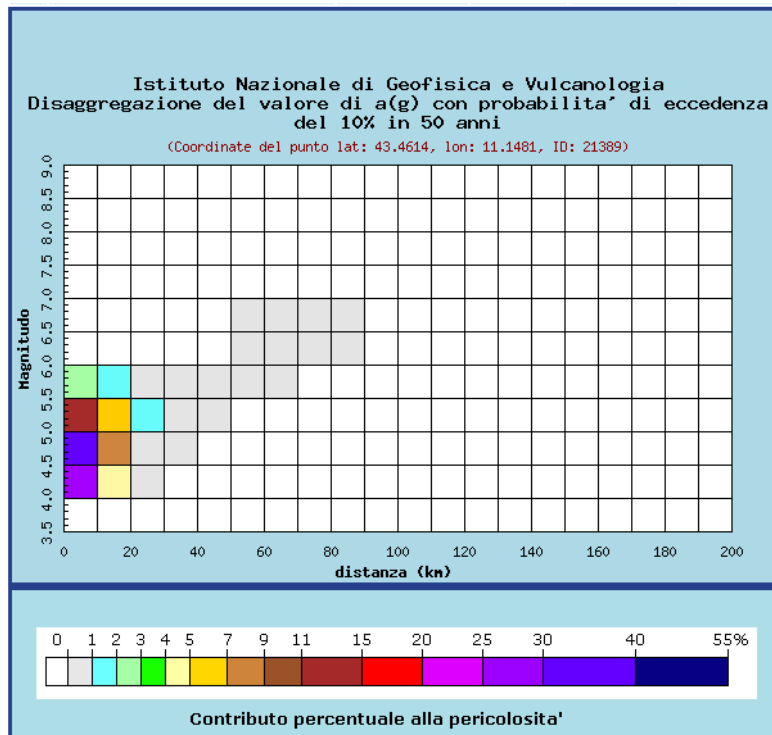


Figura 62: Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

Si riportano nella tabella 77 le caratteristiche degli accelerogrammi scelti

Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA X	PGA Y	FS	
					[m/s ²]	[m/s ²]	[-]	[-]
Umbria Marche (aftershock)	03/10/1997	5.3	normal	20	0.57	0.41	3.6	5.0
Umbria Marche	26/09/1997	6	normal	22	1.69	1.04	1.2	2.0
Alkion	24/02/1981	6.6	normal	20	2.26	3.04	0.9	0.7
Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	normal	16	1.44	1.12	1.4	1.8
Gulf of Corinth	04/11/1993	5.3	normal	19	0.12	0.13	16	15.4
Alkion	25/02/1981	6.3	normal	25	1.14	1.18	1.8	1.7
Dinar	01/10/1995	6.4	normal	8	2.67	3.13	0.8	0.6
Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	thrust	9	1.07	0.93	1.9	2.2
Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	thrust	11	0.81	0.88	2.5	2.3
Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	oblique	25	1.39	0.70	1.5	2.9
Ionian	04/11/1973	5.8	thrust	15	5.15	2.50	0.4	0.8
Komilion	25/02/1994	5.4	oblique	16	1.72	1.96	1.2	1.0
Komilion	25/02/1994	5.4	oblique	15	1.31	1.35	1.6	1.5
Alkion	24/02/1981	6.6	normal	19	2.84	1.67	0.7	1.2

Tabella 77: Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati

Questi ,a seguito di un operazione di scaling per renderli “coincidenti” con lo spettro di riferimento e compatibili con i limiti normativi, si sono inseriti nel programma in termini di T[s] ed a [g]. Si riporta in fig. 63 le due componenti degli spettri elastici utilizzati scalati con i corrispettivi fattori di scala.⁵²

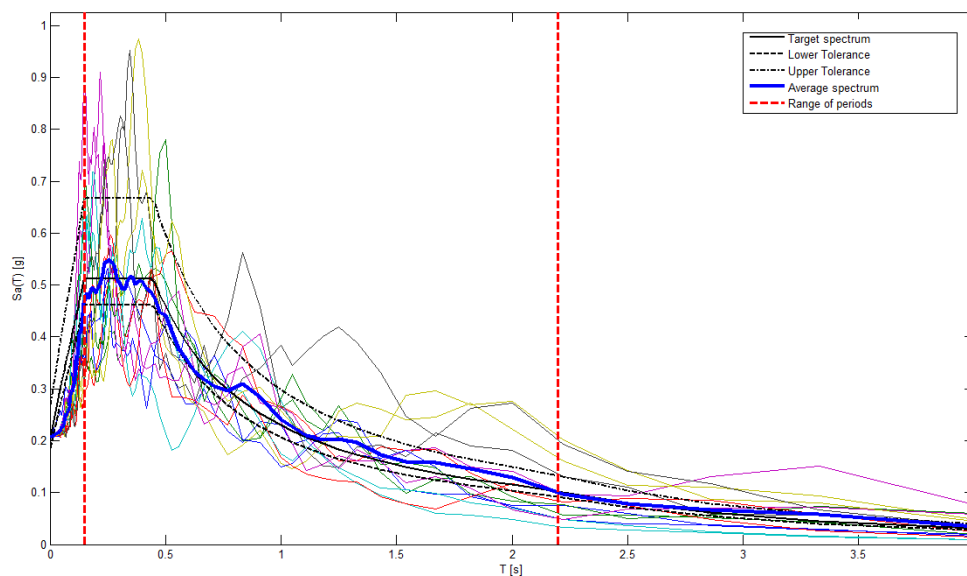


Figura 63: Confronto tra spettro elastico di riferimento e spettri reali

⁵² Gli spettri rappresentati in figura non sono tutti in quanto si è operata anche una selezione manuale tra quelli forniti dalla prima combinazione di 7.

2.8.3. Risultati delle analisi non lineari

Dai risultati dell'analisi si conferma quanto ipotizzato precedentemente per entrambe i metodi ovvero che la struttura non sviluppa plasticità. Di tutti i risultati, per ogni modello e per ogni direzione separatamente, si è fatta la media utilizzando questa come parametro di confronto. Avendo incentrato la progettazione sul controllo delle deformazioni della struttura si ritiene opportuno effettuare i confronti in termini di spostamento, drift interpiano e della time history in spostamento di un punto di controllo sulla struttura⁵³.

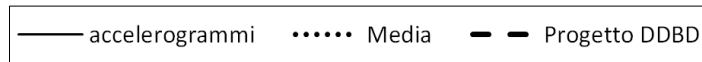
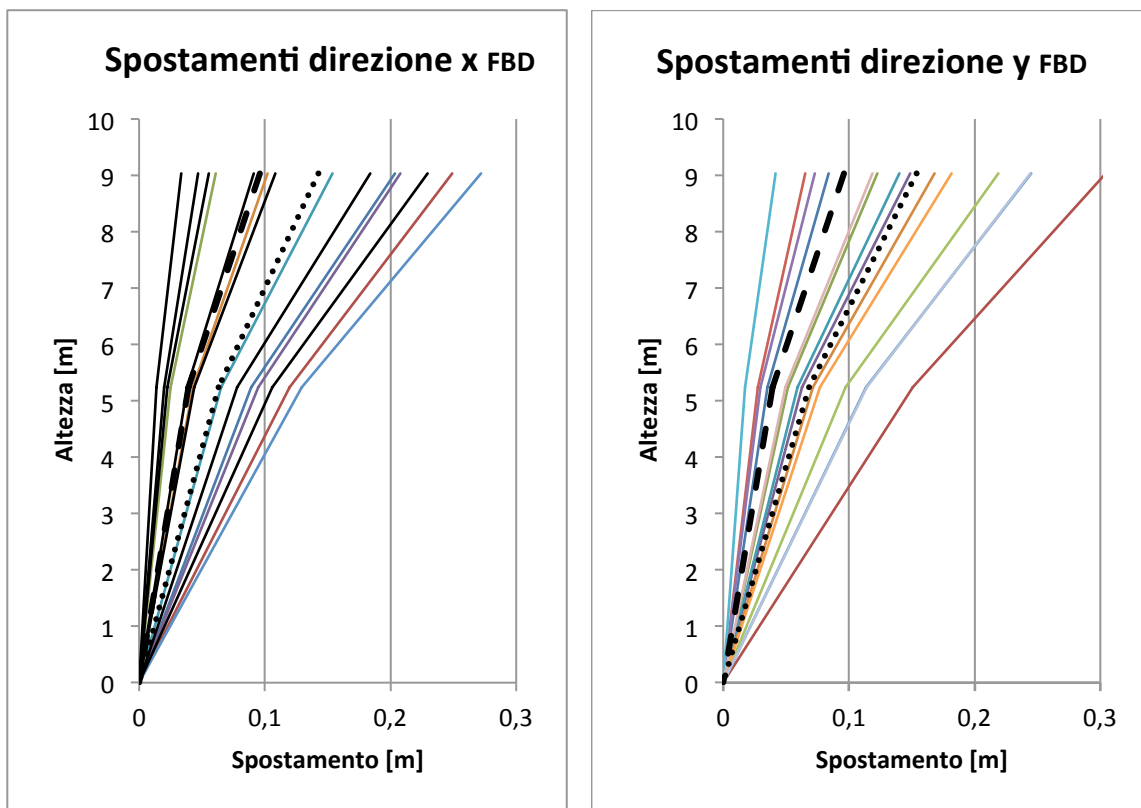


Figura 64: Legenda

Spostamenti

Progettazione alle forze



	2°P	1°P
Media	0.143	0.063
Progetto DDBD	0.096	0.039

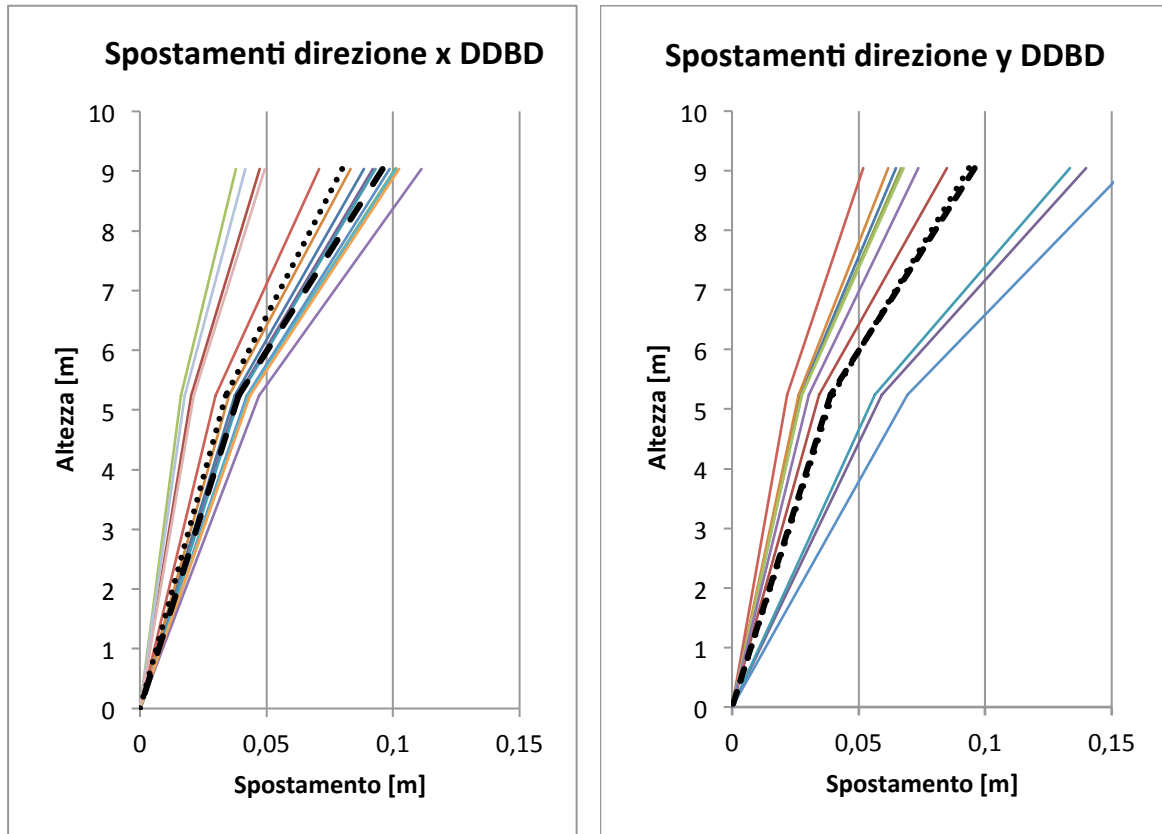
	2°P	1°P
Media	0.154	0.068
Progetto DDBD	0.096	0.039

Tabella 78: Valori di spostamento direzione x e y, FBD

⁵³ Come punto di controllo si è preso il nodo 200, appartenente al piano di copertura del pilastro 1° (pilastro d'angolo). Si è scelto questo nodo in quanto soggetto ai maggior spostamenti.

Come si può vedere dalle immagini, per entrambe le direzioni, la struttura è molto flessibile e gli spostamenti risultano in media maggiori di quelli di progetto, i limiti deformativi per prevenire il collasso dei pannelli non vengono garantiti.

Progettazione agli spostamenti



	2°P	1°P
Media	0.078	0.034
Progetto DDBD	0.096	0.039

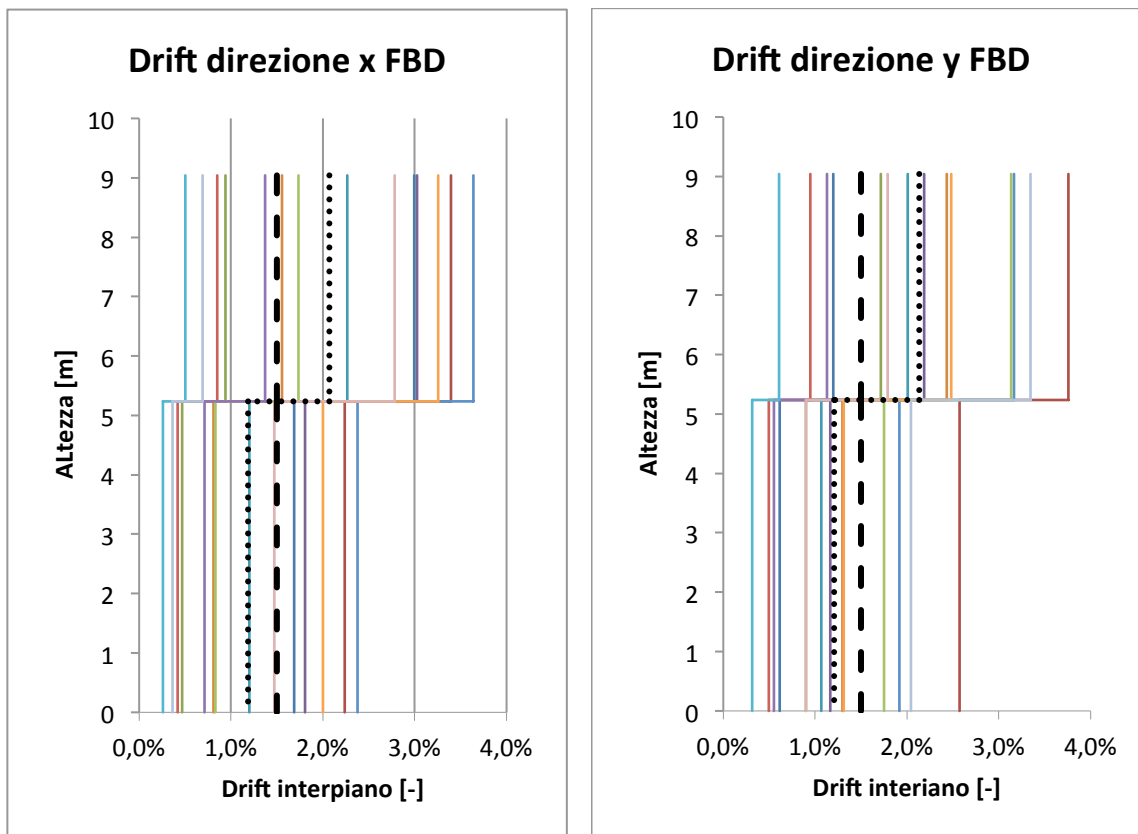
	2°P	1°P
Media	0.099	0.040
Progetto DDBD	0.096	0.039

Tabella 79: Valori di spostamento direzione y, DDBD

Seppur in casi limitati, la struttura ecceda gli spostamenti di progetto, in media il risultato è soddisfacente. La progettazione agli spostamenti genera quindi una struttura più rigida.

Drift interpiano

Progettazione alle forze



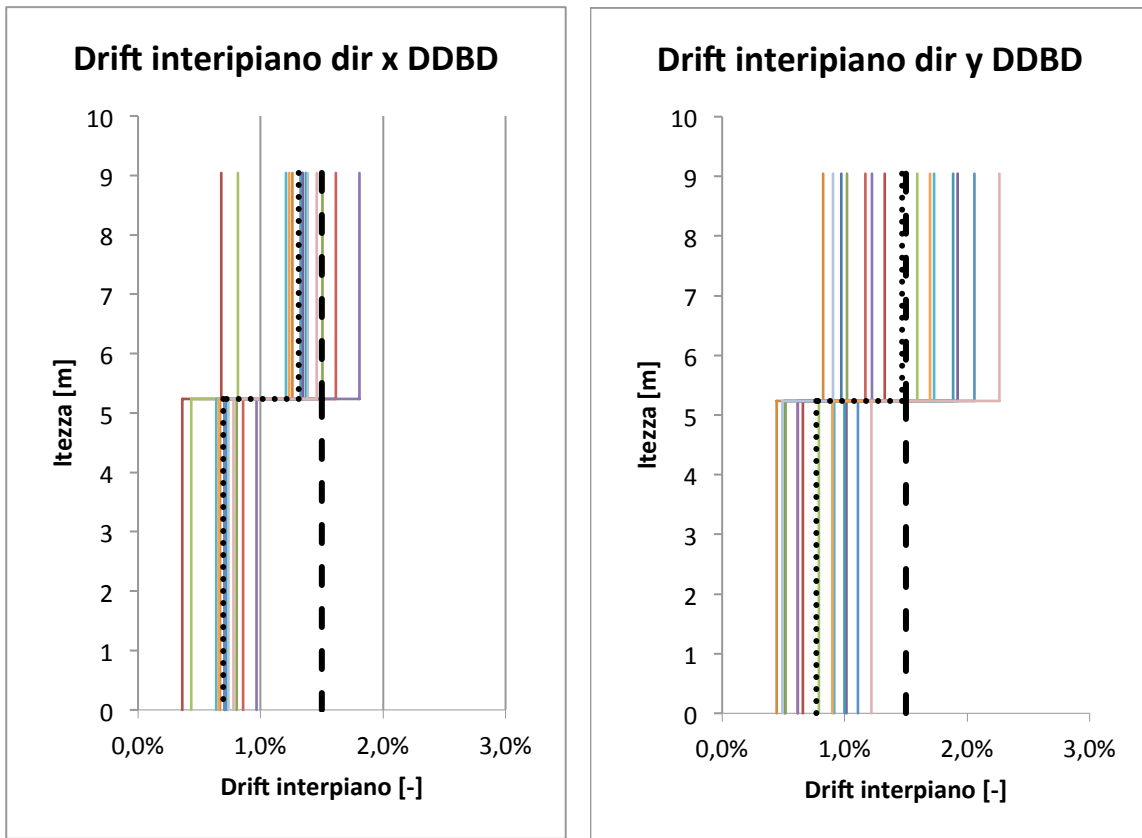
	2°P	1°P
Media	2.07%	1.19%
Progetto DDBD	1.50%	

	2°P	1°P
Media	2.14%	1.21%
Progetto DDBD	1.50%	

Tabella 80: Valori di drift interpiano direzione x e y, FBD

Dalle immagini si intuisce la caratteristica deformata a mensola del pilastro. Le deformazioni aumentano con l'altezza dell'edificio e quindi anche i valori di drift. Anche in termini di drift interpiano si constata come la progettazione alle forze generi una struttura eccessivamente flessibile.

Progettazione agli spostamenti



	2°P	1°P
Media	1.31%	0.70%
Progetto DDBD	1.50%	

	2°P	1°P
Media	1.47%	0.77%
Progetto DDBD	1.50%	

Tabella 81: Valori di drift interipiano dir x, DDBD

Anche da queste immagini si può constatare che la progettazione agli spostamenti risulta essere migliore in termini prestazionali. Nella quasi totalità dei casi il limite di drift di progetto viene rispettato.

Time history in spostamento

Oltre ad un confronto in termini di spostamento e drift interipiano massimi si confrontano le storie temporali degli spostamenti di un punto di controllo sulla struttura. Il punto di controllo scelto è il nodo 200 appartenente al pilastro A1 a livello del piano di copertura. A titolo di esempio si riportano solo i risultati del primo accelerogramma (vedi Tab. 77) relativo ai due casi osservando però che l'andamento generale di tutti gli accelerogrammi risulta molto simile.

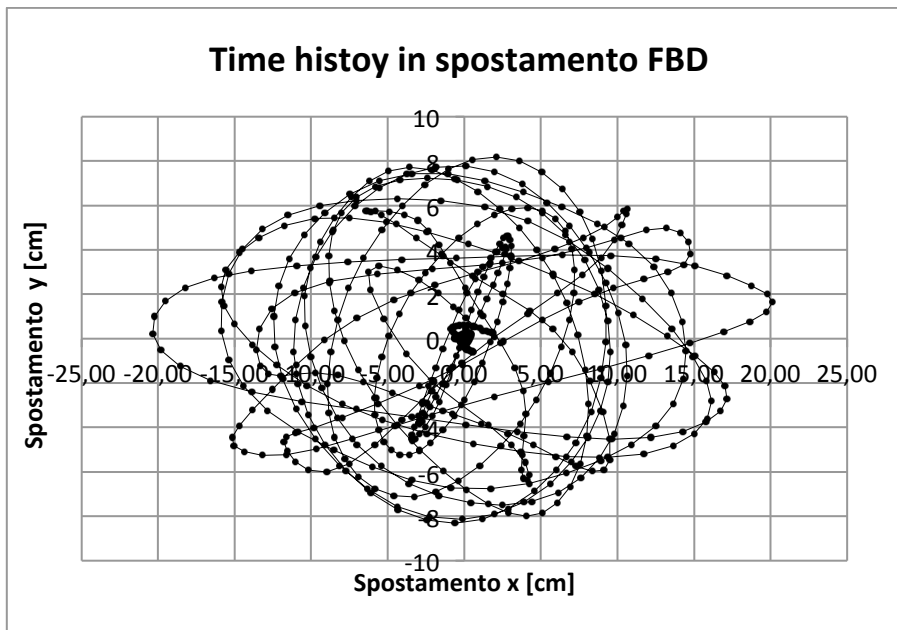


Figura 65: Time history in spostamento del punto di controllo, FBD

Si nota come la concentrazione di punti al centro dell'immagine coincida con la fase iniziale e finale dell'evento sismico in cui l'intensità delle accelerazioni sono minori. Gli ampi spostamenti sia in direzione x (max= 20.2 cm) che y (max =9.9 cm) sono in linea con i risultati presentati in termini di drift e spostamento. Tali spostamenti non sono però indice della presenza di cicli isteretici con conseguente dissipazione di energia ma piuttosto indice dell'elevata flessibilità strutturale.

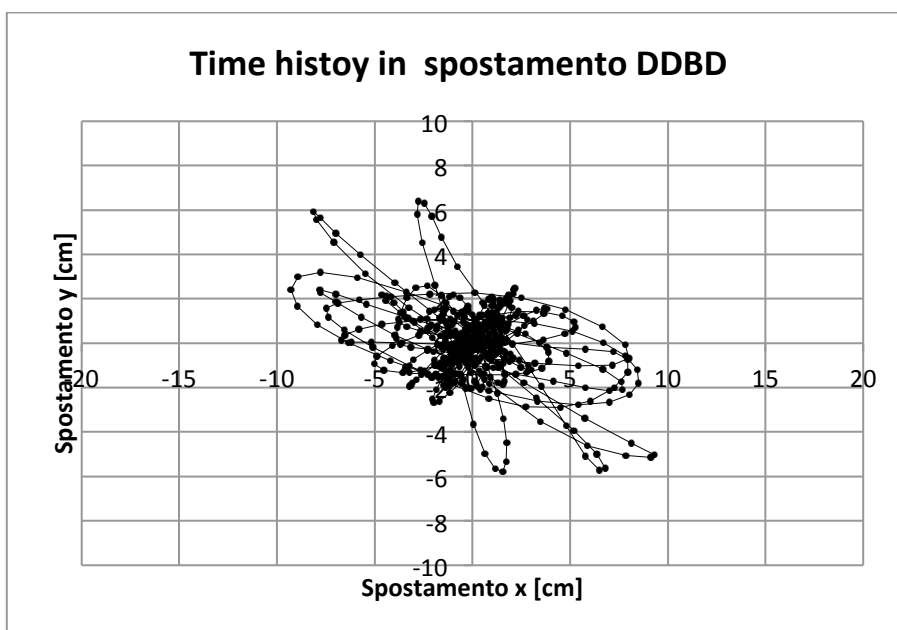


Figura 66: Time history in spostamento del punto di controllo, DDBD

Nella progettazione agli spostamenti, ancora una volta, si nota un andamento degli spostamenti molto più contenuto ($\max_x = 9.3$ cm; $\max_y = 6.4$ cm)

2.9. Analisi dei costi strutturali

Oltre a operare un confronto in termini di performance strutturale risulta utile confrontare le due soluzioni progettuali anche in termini di costi⁵⁴; come si è visto, infatti, i due metodi progettazione hanno portato ad elementi tecnici con volumi sostanzialmente differenti comportando quindi anche costi differenti. Calcolate le caratteristiche geometriche e le quantità di acciaio per ogni elemento tecnico si determinano i costi di fondazioni ed elementi verticali ottenendo così la stima del costo finale dell'edificio; i costi degli impalcati, essendo uguali per entrambe le soluzioni, non vengono considerate per il confronto. Essendo i costi delle fondazioni particolarmente incidenti sul costo finale dell'opera si sono confrontati inizialmente solo gli elementi verticali e le fondazioni separatamente e, solo in seguito, il costo complessivo dell'opera.

I prezzi unitari dei materiali utilizzati sono elencati in tabella.

Calcestruzzo per strutture	120 €/m ³
Acciaio per armature	1.3 €/Kg
Magrone	100 €/m ³

Tabella 82: Prezzi unitari dei materiali

Si riportano i volumi di calcestruzzo e i Kg di armatura nelle seguenti tabelle.

Progettazione alle forze

<i>ELEMENTI STRUTTURALI VERTICALI</i>							
Pilastro	V_i	$Kg_{longitudinale,i}$	$Kg_{trasversale,i}$	N	V_{tot}	$Kg_{longitudinale.TOT}$	$Kg_{trasversale.TOT}$
Pilastro centrale	4.97	589	149	16	80	9424	2384
Pilastro laterale	4.72	589	141	20	94	11780	2820
Pilastro d'angolo	4.68	589	147	4	19	2356	588
TOT				193		23560	5792

<i>FONDAZIONI</i>						
Plinto	V_i	$Kg_{bicchiere,i}$	$Kg_{sottoplinto,i}$	N	V_{tot}	Kg_{TOT}
Plinto centrale	11.93	1367	431	16	191	28768
Plinto laterale	10.67	1367	570	14	149	27118
Plinto d'angolo	17.31	1367	715	10	173	20820
TOT				513		76706

⁵⁴ Uno degli obiettivi del lavoro è infatti quello raggiungere un livello di performance adeguato limitando però i costi.

<i>MAGRONE</i>			
V_i		N	V_{tot}
1.76		16	28
1.85		14	26
2.30		10	23
		TOT	77

Tabella 83: Volumi di calcestruzzo e Kg di acciaio parziali e totali degli elementi strutturali

Progettazione agli spostamenti

<i>ELEMENTI STRUTTURALI VERTICALI</i>							
Pilastro	V_i	$Kg_{longitudinale,i}$	$Kg_{trasversale,i}$	N	V_{tot}	$Kg_{longitudinale.TOT}$	$Kg_{trasversale.TOT}$
Pilastro centrale	8.47	883	202	16	136	14128	3232
Pilastro laterale	8.22	883	194	14	115	12362	2716
Pilastro d'angolo	8.19	883	199	10	82	8830	1990
				TOT	333	35320	7938

<i>FONDAZIONI</i>						
Plinto	V_i	$Kg_{bicchiere,i}$	$Kg_{sottoplinto,i}$	N	V_{tot}	Kg_{TOT}
Plinto centrale	21.5	2874	836	16	345	59360
Plinto laterale	23.7	2874	1102	14	332	55664
Plinto d'angolo	38.6	2874	1849	10	386	47230
				TOT	1063	162254

<i>MAGRONE</i>			
V_i		N	V_{tot}
2.60		16	42
2.92		14	41
3.97		10	40
		TOT	122

Tabella 84: Volumi di calcestruzzo e Kg di acciaio parziali e totali degli elementi strutturali

In riferimento ai prezzi unitari elencati in tabella 82 si determinano i costi degli elementi strutturali confrontandoli poi nel grafico.

PROGETTAZIONE ALLE FORZE	
Strutture verticali	€ 61,274
Fondazioni	€ 161,327
Magrone	€ 7,715
TOTALE	€ 230,316

PROGETTAZIONE AGLI SPOSTAMENTI		
Strutture verticali	€ 96,135	57%
Fondazioni	€ 338,433	110%
Magrone	€ 12,213	58%
TOTALE	€ 446,781	94%

Tabella 85: Costi parziali e totali degli elementi strutturali

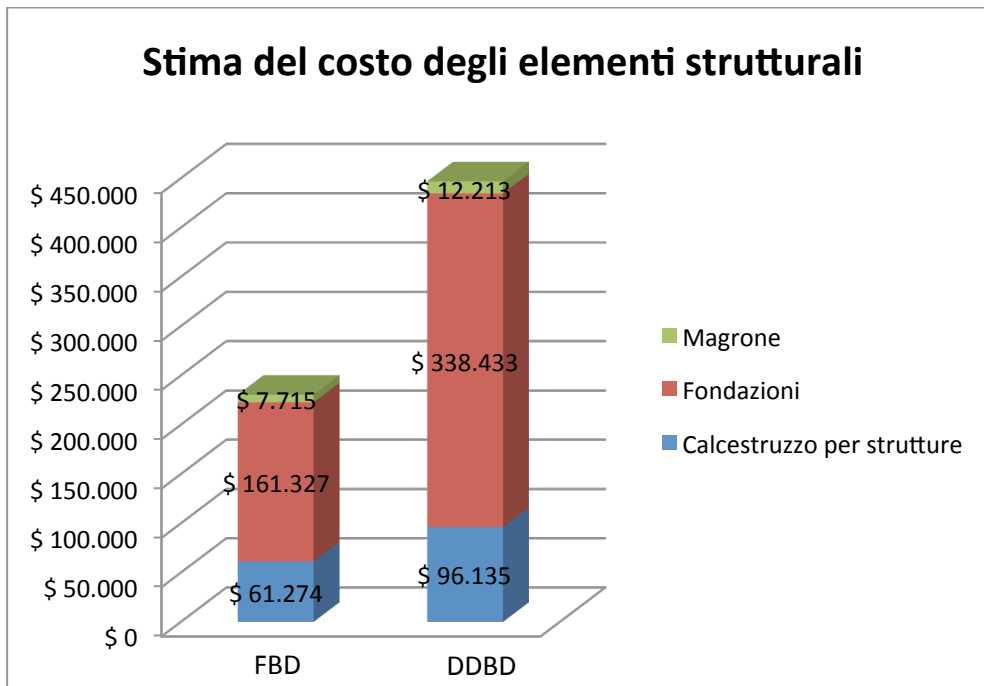


Figura 67: Grafico di confronto dei costi strutturali

Come già immaginato precedentemente, dato il maggior volume di calcestruzzo necessario a garantire una rigidezza sufficiente all'intera struttura, la progettazione degli elementi verticali con l'approccio agli spostamenti risulta più onerosa di quella tradizionale (+ 95%).

2.10. Conclusioni

In seguito ai due metodi di progettazione ed alle analisi non lineari si può dedurre che questa tipologia di edifici con struttura a pilastri incastrate alla base e connessioni in grado di trasmettere solo azioni di taglio sono tendenzialmente strutture flessibili con periodi relativamente alti ($1s < T < 2s$). L'unico elemento stabilizzante risulta l'incastro alla base, perciò gli effetti deformativi e del II° ordine tendono a governare la progettazione; per ovviare a questo problema e limitare gli spostamenti si deve quindi irrigidire la struttura. Questo, volendo mantenere lo stesso schema statico, comporta necessariamente un aumento delle sezioni dei pilastri. Tale incremento ha però degli effetti indesiderati: aumento dei costi degli elementi verticali (+57% tra progettazione FBD e DDBD) ed aumento dei costi delle fondazioni (+110% tra progettazione FBD e DDBD) dovuto al sovradimensionamento necessario a garantire i principi di gerarchia delle resistenze. In termini prestazionali invece a pilastri con sezione maggiore corrispondono resistenze altrettanto grandi, comportando quindi incrementi di resistenza indesiderati. Le analisi lineari confermano inoltre che l'eccessiva resistenza si trasforma in un mancato sfruttamento delle reali risorse di duttilità della struttura ed incapacità di dissipare energia, la struttura infatti rimane in campo elastico. Infine le connessioni, dovendo anche loro sottostare ai principi di gerarchia delle resistenze, risultano fortemente sollecitate e se non adeguatamente progettate possono essere il punto debole del sistema portando ad un collasso prematuro l'intera struttura. Se l'obiettivo della progettazione era quello del controllo degli spostamenti della struttura per prevenire il ribaltamento dei pannelli, le analisi non lineari mostrano come la progettazione tradizionale non porti affatto a tale traguardo, infatti la media dei drift interpiano e degli spostamenti risultano ben superiori ai limiti determinati per la rottura delle connessioni pannello-struttura. Il livello prestazionale desiderato non è quindi garantito. La progettazione agli spostamenti, invece, avendo come punto di partenza proprio lo spostamento della struttura determinato in base al limite di drift interpiano, permette un miglior controllo delle deformazioni. Le analisi non lineari confermano appunto il rispetto del limite utilizzato come dato per la progettazione. In media i drift interpiano e gli spostamenti risultano minori del limite di progetto. Di contro però il conseguimento di questo livello di performance ha comportato un notevole aumento delle sollecitazioni di progetto e quindi delle sezioni degli elementi. Questo causa il considerevole incremento dei costi della struttura per un valore totale pari quasi al doppio di quello per la progettazione tradizionale. Si conclude dicendo che la progettazione tradizionale non soddisfa gli obiettivi prestazionali raggiunti invece tramite la progettazione agli spostamenti. Tale obiettivo è raggiunto però a fronte di un notevole aumento dei costi. Questo fa pensare che lo schema statico a pilastri monolitici, seppur molto impiegato nell'ambito della prefabbricazione, non sia efficace per questa tipologia strutturale. Si propone quindi lo studio di una soluzione alternativa che preveda uno schema statico uguale a quello precedente ma dotato di elementi sismo resistenti verticali caratterizzati da maggior rigidità.

3. SOLUZIONE STRUTTURALE ALTERNATIVA

In questa seconda parte di lavoro si presenta la progettazione dell'edificio con una soluzione strutturale alternativa alla precedente. Constatata infatti l'elevata deformabilità dovuta ad un sistema sismo resistente molto flessibile si decide di affiancare a questo un sistema di pareti che, data la loro maggior rigidità, possa migliorare il comportamento globale della struttura limitandone gli spostamenti e quindi i danni agli elementi secondari.

3.1. Procedura esecutiva

Particolare attenzione viene posta alle modalità esecutive scelte per la realizzazione della struttura. Per ragioni di semplicità organizzative e logistiche di cantiere si decide di realizzare prima tutto l'insieme strutturale statico costituito da pilastri, travi e solai e solo in un successivo momento effettuare il completamento dell'opera realizzando i setti in c.a. gettati in opera. Tale scelta, seppur eliminando in parte i vantaggi e la praticità di una completa prefabbricazione della struttura, viene effettuata anche per minimizzare i tempi di permanenza della squadra operativa addetta alla messa in opera degli elementi prefabbricati e quindi dei relativi costi.

3.2. Schema statico

Lo schema statico rimane invariato, le travi sono semplicemente incernierate agli elementi verticali i quali sono incastrati alla base. La struttura è costituita però da un sistema sismo resistente misto comprendente sia pilastri prefabbricati sia pareti in c.a. come in fig. 68 I primi assolvono principalmente una funzione statica contribuendo alle azioni orizzontali in maniera limitata ma non trascurabile⁵⁵, ai setti invece viene affidato esclusivamente il compito di resistere alle azioni dovute al sisma. A differenza del primo caso di studio questo presenta quindi un insieme di pareti disposte perimetralmente collegate ai pilastri tramite connessioni "a umido". Le riprese di getto tra pilastro e parete vengono realizzate inserendo opposti sistemi tipo quello Halfen *Stabox* nelle forme di prefabbricazione dei pilastri. Una volta scassato l'elemento, le barre fuoriescono da uno dei lati permettendo così l'unione meccanica con l'elemento realizzato successivamente. Le pareti sono disposte prevalentemente sul perimetro dell'edificio sia in direzione longitudinale che trasversale. Oltre a queste si considerano

⁵⁵ Dato l'elevato numero di pilastri (40) il contributo globale in termini di rigidità non può essere trascurato ($K_{pil} > 15\% K_{pareti}$). Si sono quindi considerati nel modello matematico sia in termini di rigidità che di masse.

anche sei pareti disposte perpendicolarmente allo sviluppo dell'edificio facenti anche funzione di vano scala.



Figura 68: Edifici con sistema strutturale misto pareti-pilastri

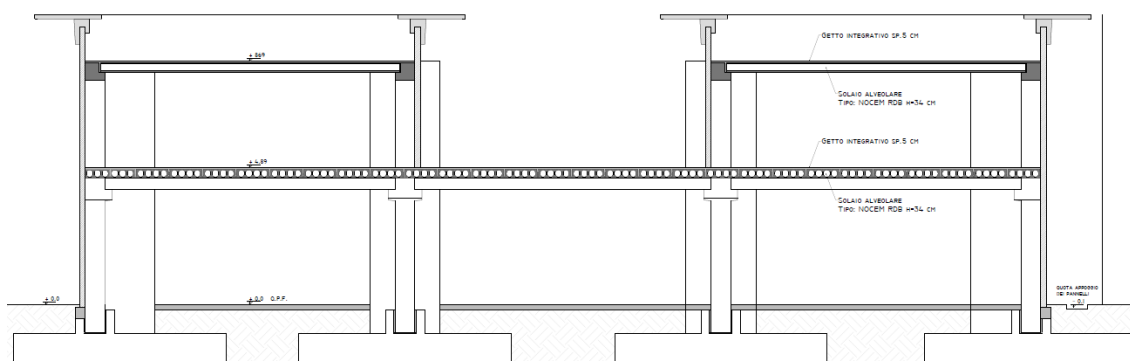


Figura 69: Sezione strutturale

3.3. Progettazione alle forze

Si è effettuata la progettazione tradizionale allo stesso modo di quella precedente, mantenendo invariati, oltre allo schema statico, tipologia di solai, categoria e carichi statici dell'edificio, caratteristiche dei materiali e caratteristiche geotecniche del terreno. Valgono quindi ancora le ipotesi effettuate per la modellazione come quella di piano rigido⁵⁶, quella di rigidezza ridotta degli elementi fessurati e la condizione di irregolarità in altezza dovuta alle masse. L'analisi è eseguita su un modello tridimensionale. Per quanto riguarda l'azione sismica il profilo dello spettro elastico risulta lo stesso del p.to 2.2.3, scalato poi con un fattore di struttura adeguato alla tipologia strutturale adottata. Per la progettazione alle forze gli elementi inseriti sono 10 in direzione longitudinale e 4 in quella trasversale di dimensioni 300x30 cm. Le dimensioni delle pareti dei vani scala, uguali in entrambe le progettazioni, invece sono: vani scala laterali 400x30 cm e vano scala centrale S3 ed S4 440x30 cm.

3.3.1. Fattore di struttura

Optando sempre per una progettazione degli elementi in classe di duttilità "B" la struttura è di tipo "mista equivalente a pareti" e quindi caratterizzata da un fattore di struttura q_0 pari a $3a_u/a_1$. Data la scarsa disponibilità di possibili zone dissipative nella struttura collocate esclusivamente alla base delle pareti e dei pilastri, si assegna al coefficiente moltiplicatore a_u/a_1 un valore unitario. Verificata inoltre l'irregolarità in altezza della struttura si introduce un fattore correttivo K_R pari a 0.8. che portano in fine all'adozione di un coefficiente di struttura pari a 2.4

⁵⁶ Adeguata armatura dovrà essere disposta in prossimità dei bordi dei solai a funzione di catena ed in prossimità dell'unione setto-solaio per la presenza di forte concentrazione di azioni taglianti.

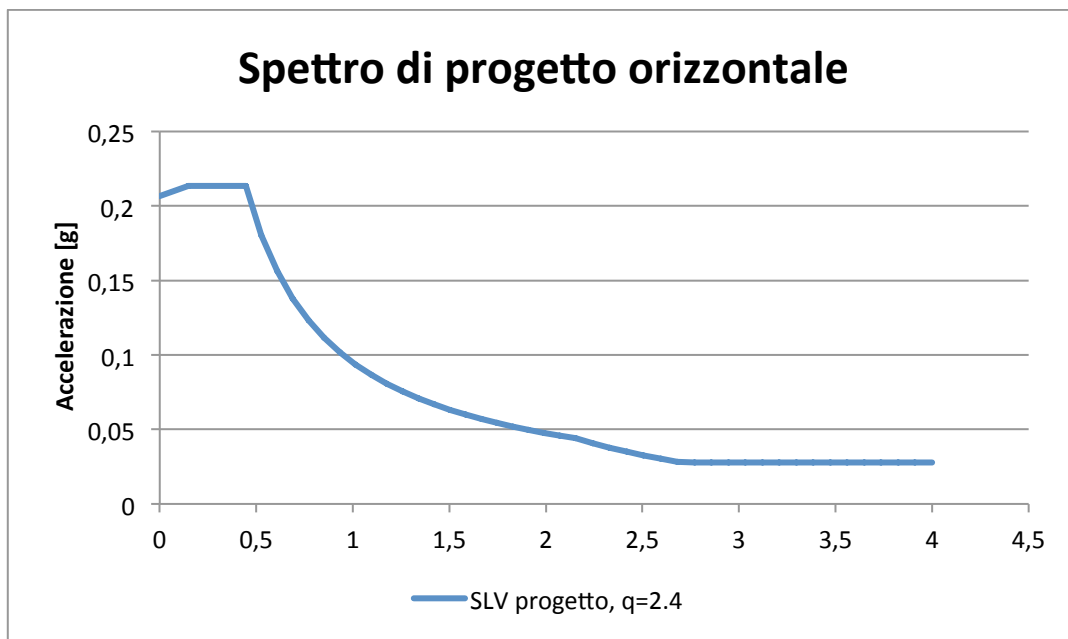


Figura 70: Spettro di progetto orizzontale

Si riportano brevemente i risultati ottenuti dall'analisi modale.

3.3.2. Periodi e modi di vibrare

Mode N°	PERIODI [s]	MASSE PARTECIPANTI [%]		
		TRAN-X	TRAN-Y	ROTN-Z
1	0.492	83.9	0.0	0.0
2	0.381	0.0	84.9	0.7
3	0.368	0.0	0.7	84.3
4	0.093	15.5	0.0	0.0
5	0.084	0.0	13.8	0.0
6	0.073	0.0	0.0	14.6

Tabella 86: Periodi e masse partecipanti dei modi di vibrare

Dall'analisi modale si nota già come la struttura sia molto più rigida di quella precedente, infatti i periodi si sono ridotti più della metà. Allo stesso tempo, però, inserendosi nello spettro con ascisse minori la struttura sarà soggetta a maggiori azioni di taglio alla base.

3.3.3. Drift

<i>DIREZIONE X</i>					
	<i>h interpiano</i> [m]	<i>Drift interpiano max</i> [m]	<i>Drift interpiano Ratio max</i> [-]	<i>Drift interpiano</i> [m]	<i>Drift interpiano Ratio</i> [-]
2F	3.8	0.038	0.01	0.0086	0.0023
1F	5.24	0.052	0.01	0.0065	0.0012

Tabella 87: Verifica del drift direzione "X"

<i>DIREZIONE Y</i>					
	<i>h interpiano</i> [m]	<i>Drift interpiano max</i> [m]	<i>Drift interpiano Ratio max</i> [-]	<i>Drift interpiano</i> [m]	<i>Drift interpiano Ratio</i> [-]
2F	3.8	0.038	0.01	0.007	0.0018
1F	5.24	0.052	0.01	0.0058	0.0011

Tabella 88: Verifica del drift direzione "Y"

Le verifiche SLD risultano soddisfatte

3.3.4. Tagli di piano elastici

<i>Story</i>	<i>Spectrum</i>	<i>Shear Force</i>	
		<i>X [kN]</i>	<i>Y [kN]</i>
2F	Sisma x	13963	
1F		23654	
2F	Sisma y		14809
1F			25560

Tabella 89: Tagli di piano elastici

Si ottengono i seguenti tagli alla base delle pareti.

<i>SETTO</i>	<i>T_{bi}</i>
<i>Sx</i>	789 KN
<i>Sy</i>	793 KN
<i>S1</i>	1168 KN
<i>S2</i>	1168 KN
<i>S3</i>	1269 KN
<i>S4</i>	1269 KN
<i>S5</i>	1168 KN
<i>S6</i>	1168 KN

Tabella 90: Tagli alla base dei setti

3.3.5. Geometrie degli elementi

ELEMENTI VERTICALI ⁵⁷			DIMENSIONI DEL BICCHIERE			FONDAZIONI			
Elemento	b [m]	h [m]	a			Elemento	a [m]	b[m]	h[m]
Pilastrì	0.5	0.5	500	mm		Pilastrì	3.8	3.8	0.4
Sx	3	0.3	50	mm		Sx	7.9	3.5	1
Sy	3	0.3	A	600	mm	Sy	8.6	4.6	1
S1	4	0.3	B	600	mm	S1	11	7	1.5
S2	4	0.3	t	200	mm	S2	11	7	1.5
S3	4.4	0.3	H bicchiere	600	mm	S3	12	7	1.5
S4	4.4	0.3	tf	400	mm	S4	12	7	1.5
S5	4	0.3				S5	11	7	1.5
S6	4	0.3				S6	11	7	1.5

Tabella 91: Dimensioni geometriche degli elementi

3.4. Progettazione agli spostamenti

Si è effettuata la progettazione agli spostamenti allo stesso modo di quella precedente, mantenendo invariati, oltre allo schema statico, tipologia di solai, categoria e carichi statici dell'edificio, caratteristiche dei materiali e caratteristiche geotecniche del terreno. Vale ancora l'ipotesi di piano rigido⁵⁸ necessaria alla redistribuzione delle forze di piano in funzione della rigidità degli elementi. In questa progettazione gli elementi inseriti sono differenti da quelli ottenuti per la progettazione tradizionale e questo è dovuto alla minor richiesta in termini di resistenza. Si dispongono quindi 8 setti in direzione longitudinale e 4 in direzione trasversale di dimensioni 250x30 cm. Le dimensioni delle pareti dei vani scala rimangono invariate e sono: 400x30 cm per i vani scala laterali e 440x30 cm per quelle laterali. Anche lo spettro elastico in spostamento utilizzato per la progettazione risulta lo stesso di quello già utilizzato precedente.

⁵⁷ "Sx" sono i setti perimetrali disposti longitudinalmente, "Sy" quelli disposti perpendicolarmente e gli altri sono invece quelli dei vani scala interni.

⁵⁸L'ipotesi è stata presa a priori rimandando la progettazione delle armature necessarie ad un'altra occasione. Gli aspetti tecnologici si sono affrontati al p.to 3.5

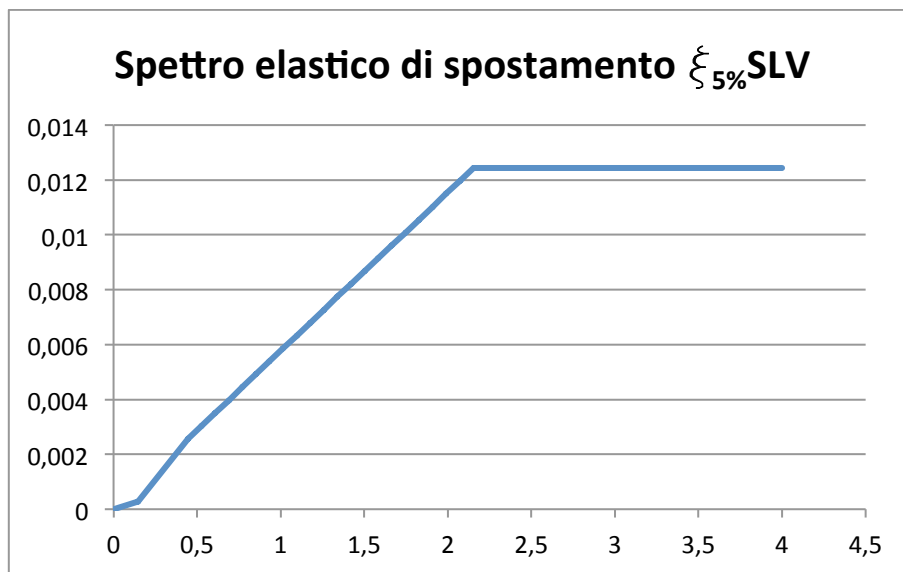


Figura 71: Spettro elastico in spostamento

Si riportano brevemente i risultati ottenuti

3.4.1. Stato limite e livello di performance

Considerando sempre come stato limite quello di SLV, le deformazioni massime dei materiali e i limiti di drift 0.015 determinato sperimentalmente si ottengono i seguenti limiti di progetto per le due direzioni.

DIREZIONE X			DIREZIONE Y		
MATERIALI			MATERIALI		
f_u	540	N/mm ²	f_u	540	N/mm ²
f_y	450	N/mm ²	f_y	450	N/mm ²
f_u/f_y	1.2	-	f_u/f_y	1.2	-
f_{ye}	495	N/mm ²	f_{ye}	495	N/mm ²
E	210000	N/mm ²	E	210000	N/mm ²
ε_y	0.00236	-	ε_y	0.00236	-
ε_{sl}	0.0675	-	ε_{sl}	0.0675	-
CERNIERA PLASTICA			CERNIERA PLASTICA		
d_{asl}	22	mm	d_{asl}	22	mm
K	0.04	-	K	0.04	-
L_{SP}	0.24	m	L_{SP}	0.24	m
L_C	9.04	m	L_C	9.04	m
$0.1 \cdot l_w$	0.25	m	$0.1 \cdot l_w$	0.44	m
L_P	0.85	m	L_P	1.04	m
CURVATURE			CURVATURE		
Φ_m	0.032	1/m	Φ_m	0.018	1/m
Φ_y	0.002	1/m	Φ_y	0.001	1/m
Φ_p	0.031	1/m	Φ_p	0.017	1/m
ROTATION			ROTATION		
ϑ_p	0.026	-	ϑ_p	0.018	-
ϑ_{yn}	0.009	-	ϑ_{yn}	0.005	-
ϑ_{dn}	0.035	-	ϑ_{dn}	0.023	-
ϑ_c	0.015	-	ϑ_c	0.015	-
ϑ_{lim}	0.015	-	ϑ_{lim}	0.015	-
	1.63	$\vartheta_y/\vartheta_{lim}$		2.87	$\vartheta_y/\vartheta_{lim}$
ε_s	0.00420	-	ε_{s1}	0.00739	-
			ε_{s2}	0.00672	-
			ε_{s3}	0.00420	-

Tabella 92: Drift di progetto

Anche in questo caso i limiti deformativi della struttura risultano vincolanti per la progettazione. Da un semplice confronto tra i valori di rotazione appena determinati si può già intuire inoltre il comportamento della struttura. Essendo la rotazione elastica minore di quella limite, probabilmente si svilupperà plasticità alla base delle pareti, ipotesi poi confermata dalle analisi non lineari. Le deformazioni ε_s in corrispondenza della rotazione limite di progetto, infatti, risultano maggiori di quelle elastiche. La maggior rigidità della struttura ed il minor spostamento elastico consente quindi agli elementi di attingere alle reali risorse sviluppando plasticità anche a bassi valori di drift e permettendo la dissipazione di energia

3.4.2. Spostamento di progetto, periodo e tagli direzione x

	m	Δ_{vi}	$\Delta_{p,sl}$	$\Delta_{\Delta\vartheta}$	$\Delta_{Tot,sl}$	$\Delta_{i,q\gamma}$	Δ_i	$m_i\Delta_i$	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_iH_i$
2	2155	0.054	0.235	0.053	0.289	0.144	0.144	310	44.71	2806.0
1	3568	0.023	0.136	0.030	0.159	0.068	0.068	241	16.33	1265.0
								552	61.04	4071.0

Δ_d	0.111
------------	-------

Tabella 93: Profili di spostamento e spostamento di progetto

Lo spostamento di progetto risulta quindi $\Delta_d = 0.111$ m. e le caratteristiche della struttura equivalente sono le seguenti

<i>TAGLIO DI PROGETTO</i>		
Δ_d	0.111	[m]
m_e	4988	[m]
H_e	7.38	[m]
ε_θ	0.0042	[-]
Δ_y	0.040	[m]
μ	2.778	[-]
ζ_{eq}	14%	[-]
T_c	2.154	[s]
$\Delta_{c5\%}$	0.122	[m]
η	0.661	-
$\Delta_{c14\%}$	0.081	[m]

Tabella 94: Risultati

Cose si può notare dalla tabella 94 innanzitutto si introduce η , il fattore di correzione dello smorzamento determinato con la formula seguente.

$$\eta = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad (35)$$

Questo fattore, in maniera simile al fattore di struttura, permette di passare dallo spettro elastico con smorzamento del 5% a quello inelastico per lo smorzamento determinato.

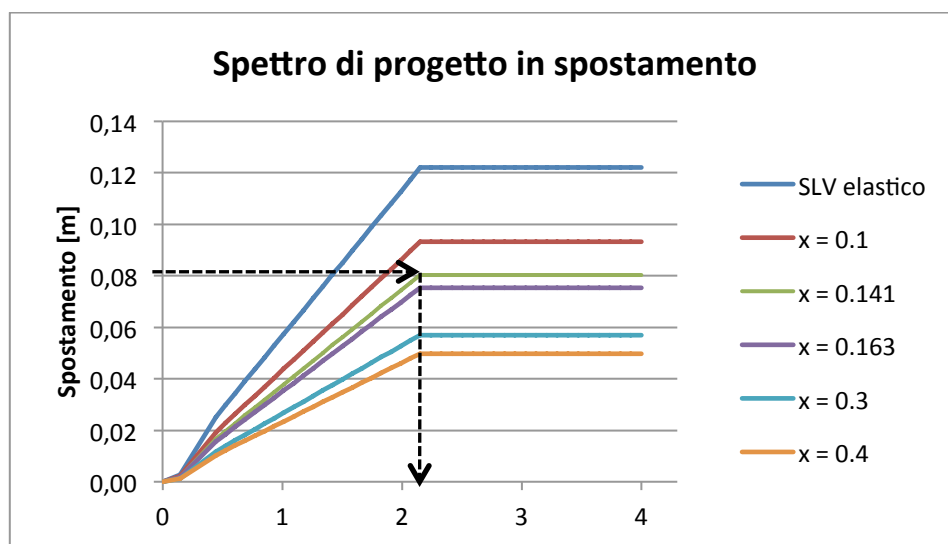


Figura 72: Spettro di progetto in spostamento

In secondo luogo si nota che la capacità di spostamento della struttura ($D_{c14\%}=0.111\text{m}$) risulta essere maggiore di quello massima ammessa per il livello di smorzamento determinato, ($x=14\%$, $D_{c14\%}=0.081\text{ m}$). Gli elementi risponderanno inelasticamente, infatti lo spostamento elastico $D_y = 0.054\text{ m}$ risulta inferiore a $D_{c14\%}=0.081$, ma non al livello di duttilità corrispondente alla capacità di spostamento della struttura. In riferimento allo spettro in spostamento di fig. 72 si può notare come tra lo spostamento calcolato ed il corrispondente smorzamento non ci possa essere nessun punto in comune, lo spostamento massimo al periodo $T_c=2.15\text{ s}$ risulta infatti $D_{c14\%}=0.081$. Procedendo iterativamente si determinano quindi lo smorzamento e l'effettivo spostamento con cui la struttura risponderà, questo si troverà tra il valore di progetto e quello massimo ammesso dallo spettro inelastico.

TAGLIO DI PROGETTO		
Δd	0.085	[m]
m_e	4988	[m]
H_e	7.38	[m]
ε_θ	0.0042	[-]
Δ_y	0.040	[m]
μ	2.14	[-]
ζ_{eq}	12.5%	[-]
T_c	2.15	[s]
$\Delta_{c5\%}$	0.122	[m]
η	0.694	-
$\Delta_{c12\%}$	0.085	[m]
T_e	2.15	[s]
K_e	42463	[KN/m]
$V_{b,d}$	3611	[KN]
$V_{bi,d}$	451.3	[KN]

Tabella 95: Risultati

3.4.3. Spostamento di progetto, periodo e tagli direzione y

	m	Δ_{yi}	$\Delta_{p,sl}$	$\Delta_{\Delta i}$	$\Delta_{Tot,sl}$	$\Delta_{i,\psi c}$	Δ_i	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i H_i$
2	2155	0.031	0.163	0.088	0.194	0.180	0.180	388	69.74	3504.6
I	3568	0.013	0.027	0.051	0.040	0.088	0.088	316	27.91	1653.6
								703	97.65	5158.2

Dd	0.139
----	-------

Tabella 96: Profili di spostamento e spostamento di progetto

Lo spostamento di progetto risulta quindi $\Delta_d = 0.139$ m. e le caratteristiche della struttura equivalente sono le seguenti

TAGLIO DI PROGETTO		
Δ_d	0.139	[m]
m_e	5064	[m]
H_e	7.33	[m]
ε_θ	0.00739	[-]
Δ_y	0.022	[m]
μ_1	6.2	[-]
μ_2	5.6	[-]
μ_3	3.5	[-]
ζ_{eq}	16.3%	[-]
T_c	2.15	[s]
$\Delta_{c5\%}$	0.122	[m]
η	0.618	-
$\Delta_{c16.3\%}$	0.075	[m]

Tabella 97: Risultati

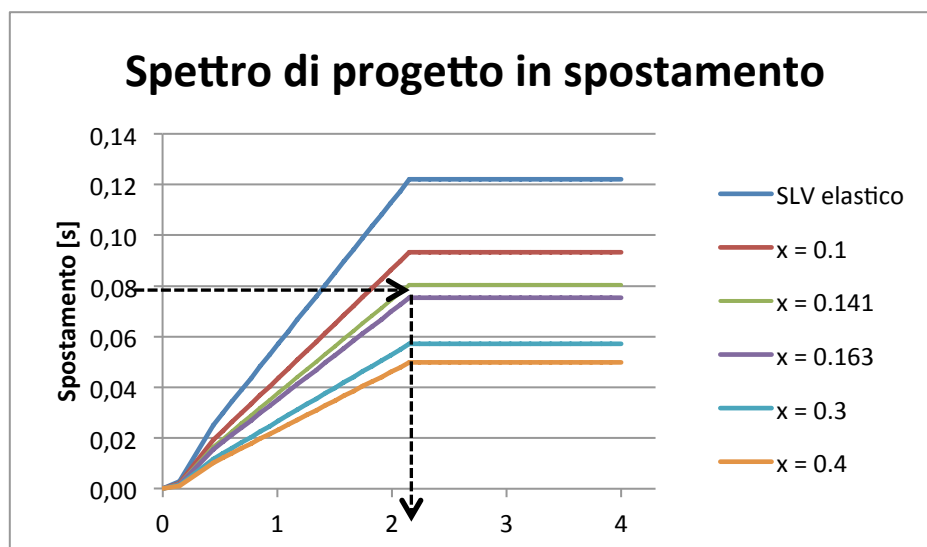


Tabella 98: Spettro di progetto in spostamento

Anche per la direzione y si verifica che lo spostamento di progetto $\Delta_d=0.139$ m risulti maggiore dei quello disponibile per il livello di smorzamento calcolato $\zeta_{eq} = 0.163$. Gli elementi risponderanno inelasticamente, infatti lo spostamento elastico $\Delta_y = 0.022$ m risulta inferiore a $\Delta_{c16.3\%}=0.075$ m, ma non al livello di duttilità corrispondente alla capacità di spostamento della struttura. In riferimento allo spettro in spostamento di fig.98 si può notare come tra lo spostamento calcolato ed il corrispondente smorzamento non ci possa essere nessun punto in comune, lo spostamento massimo al periodo $T_c=2.15$ s risulta infatti $\Delta_{c16.3\%}=0.075$. Procedendo iterativamente si determinano quindi lo smorzamento e l'effettivo spostamento con cui la struttura risponderà, questo si troverà tra il valore di progetto e quello massimo ammesso dallo spettro inelastico.

<i>TAGLIO DI PROGETTO</i>		
Δ_d	0.078	[m]
m_e	5064	[m]
H_e	7.33	[m]
ε_θ	0.00739	[-]
Δ_y	0.022	[m]
μ_1	3.5	[-]
μ_2	3.2	[-]
μ_3	2.0	[-]
ζ_{eq}	16.3%	[-]
T_c	2.154	[s]
$\Delta_{c5\%}$	0.122	[m]
η	0.640	-
$\Delta_{c12\%}$	0.078	[m]
T_e	2.15	[s]
K_e	43112	[KN/m]
$V_{b,d}$	5987	[KN]

Tabella 99: Risultati

Si ottengono i seguenti tagli alla base delle pareti.

SETTO	T_{bi}
S_x	451 KN
S_y	391 KN
S_1	1001 KN
S_2	1001 KN
S_3	1211 KN
S_4	1211 KN
S_5	1001 KN
S_6	1001 KN

Tabella 100: Taglio alla base dei setti

3.4.4. Geometrie degli elementi

ELEMENTI VERTICALI		
Elemento	b [m]	h [m]
Pilastrì	0.5	0.5
S_x	2.5	0.3
S_y	2.5	0.3
S_1	4	0.3
S_2	4	0.3
S_3	4.4	0.3
S_4	4.4	0.3
S_5	4	0.3
S_6	4	0.3

DIMENSIONI DEL BICCHIERE		
a	500	mm
b	500	mm
inerspazio	50	mm
A	600	mm
B	600	mm
t	200	mm
hbicchiere	600	mm
tf	400	mm

FONDAZIONI			
Elemento	a [m]	b [m]	h [m]
Pilastrì	3.8	3.8	0.4
S_x	6	2.5	1
S_y	5.5	2	1
S_1	10.8	5	1.5
S_2	10.8	5	1.5
S_3	12	5	1.5
S_4	12	5	1.5
S_5	10.8	5	1.5
S_6	10.8	5	1.5

Tabella 101: Geometrie degli elementi

3.5. Progetto delle connessioni

Come già accennato nell'introduzione e al p.to 2.6.15 la connessione risulta uno degli elementi critici della progettazione di edifici prefabbricati. Ogni discontinuità geometrica, meccanica e di materiale tra un elemento e l'altro necessita un accurato studio e successiva progettazione al fine di garantire l'effettivo comportamento desiderato della struttura. A differenza del primo schema statico, in cui sono state analizzate e progettate le principali connessioni (soffitto-trave, trave-pilastro, pilastro-fondazione e pannello-struttura) in questa seconda parte esse sono state studiate solo qualitativamente. Le connessioni che principalmente avrebbero necessitato uno studio più approfondito sono quella tra pilastro prefabbricato e parete gettata in opera e quella tra impalcato e parete in c.a. e. Entrambe risultano di notevole importanza per il buon comportamento dell'intera struttura in quanto, collegando degli elementi fondamentali per la risposta all'azione sismica, permettono il trasferimento delle azioni orizzontali dagli impalcato agli elementi sismo resistenti. Nel primo caso la ripresa di getto avviene tramite ferri sporgenti dal lato del pilastro; questi, una volta realizzata l'armatura del

setto ed effettuato il getto, rendono effettiva la collaborazione tra i due elementi come se fossero un sistema strutturale unico. La realizzazione può essere fatta tramite sistemi come quello di fig 73, sistema per la ripresa di getto *Stabox* della Halfen, preinserito e fissato al cassero al momento della realizzazione dell'elemento prefabbricato. Le azioni sollecitanti con cui dimensionare e verificare la connessione sono quella di taglio-scorrimento dovuta all'inflessione nel piano del setto. Tale connessione, disposta lungo tutta l'altezza del pilastro e della parete, costituisce un collegamento di tipo "b" in quanto collocata in parte in zona critica. Per tali azioni quindi si applicano i criteri di gerarchia delle resistenze in modo da prevenirne la prematura rottura fragile.



Figura 73: Riprese di getto tra pilastro prefabbricato e parete in opera

Anche l'altra connessione, quella tra solaio alveolare e parete portante in c.a, risulta prevalentemente sollecitata ad azioni taglianti. Queste vengono determinate sempre tramite criteri di gerarchia ma considerando la connessione di tipo "a", ovvero collocata al di fuori delle zone critiche. La connessione deve essere dotata innanzitutto di una diffusa armatura a taglio lungo tutta la zona di contatto tra solaio e parete. Questa è costituita da semplici barre di acciaio passanti dalla cappa e dagli alveoli della lastra prefabbricata fino al lato esterno della parete. L'esecuzione può avvenire come descritto in fig 74 tramite un sistema tipo Halfen HBS ottenendo la continuità delle barre di armatura. Oltre alle armature descritte, in fine, risulta opportuno infittire in prossimità della parete le maglie della rete elettrosaldata collocata nella cappa e gli eventuali connettori lastra-cappa in modo da assorbire la concentrazione di azioni nel diaframma.

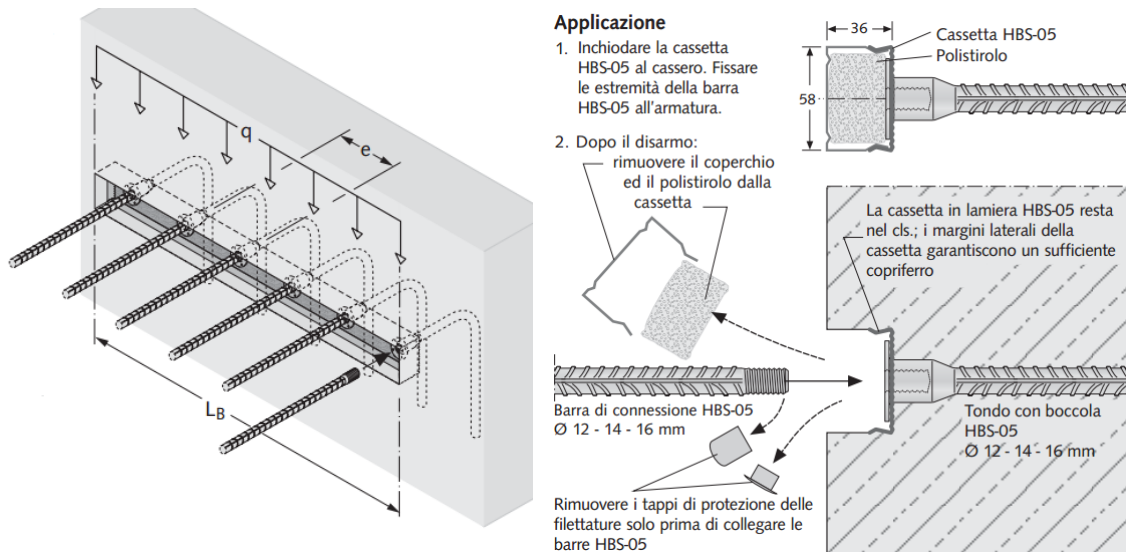


Tabella 102: Sistemi di continuità tipo Halfen HBS

3.6. Analisi dinamiche non lineari

Per validare i risultati ottenuti dalle due differenti progettazioni e valutarne l'effettivo comportamento si sono eseguite delle analisi time-history non lineari con il software Midas Gen 2012. Tali analisi si sono condotte allo stesso modo presentato al p.to 2.8 per cui valgono le stesse ipotesi per la modellazione della struttura, ovvero che tutti gli elementi sono caratterizzati dalla propria rigidità elastica determinata dal rapporto tra momento e curvatura a snervamento e che le proprietà inelastiche si sono assegnate solamente alle cerniere di estremità delle pareti. Dei diagrammi Momento-Curvatura ottenuti si riporta come esempio in fig.74 quello dei setti disposti in direzione x progettati con approccio alle forze. Masse, modello isteretico, smorzamento e accelerogrammi sono gli stessi descritti al p.to 2.8.

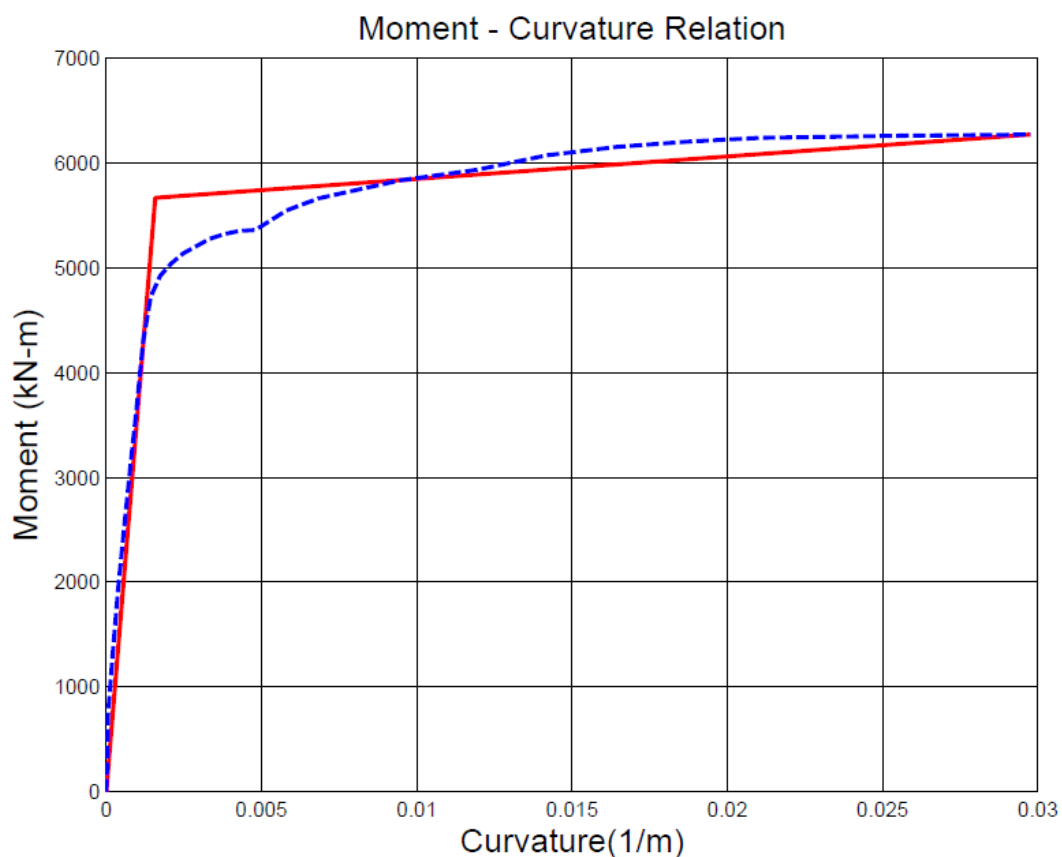


Figura 74: Diagramma Momento-Curvatura del setto 250x30 cm

3.6.1. Risultati delle analisi non lineare

Dai risultati dell'analisi si conferma quanto ipotizzato precedentemente ovvero che la struttura riesca a sviluppare plasticità. Di tutti i risultati, per ogni modello e per ogni direzione separatamente, si è fatta la media utilizzando questa come parametro di confronto. Avendo incentrato la progettazione sul controllo delle deformazioni della struttura si ritiene opportuno effettuare i confronti in termini di spostamento e drift interpiano.

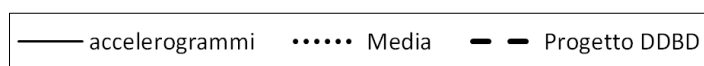
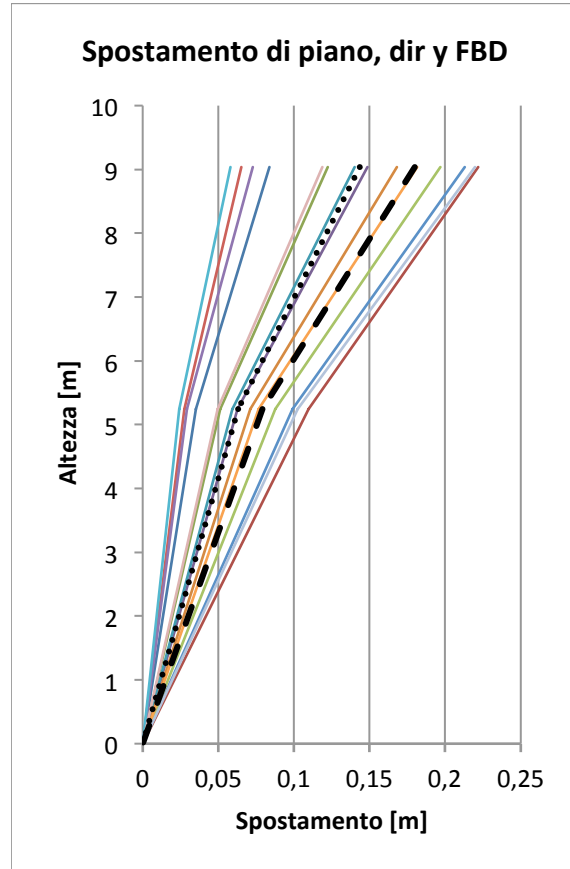
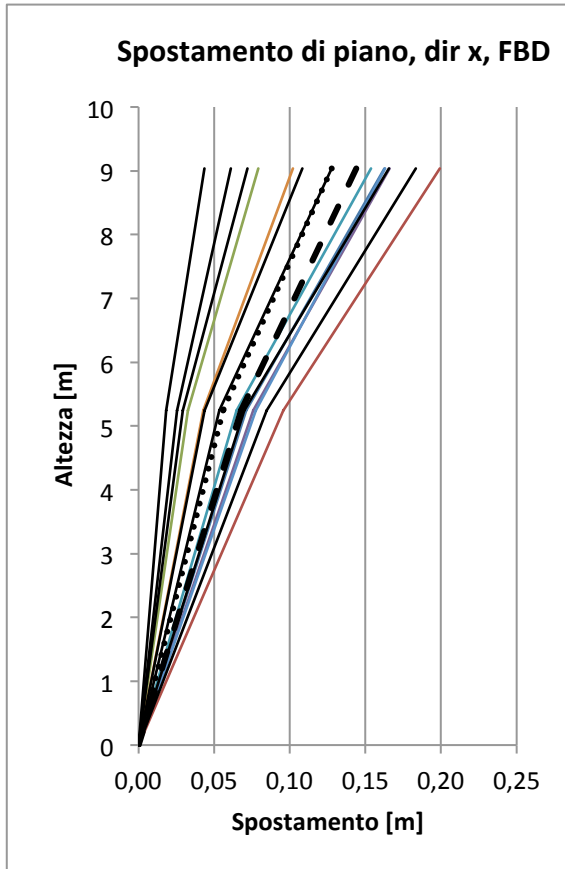


Figura 75: Legenda

Spostamenti

Progettazione alle forze



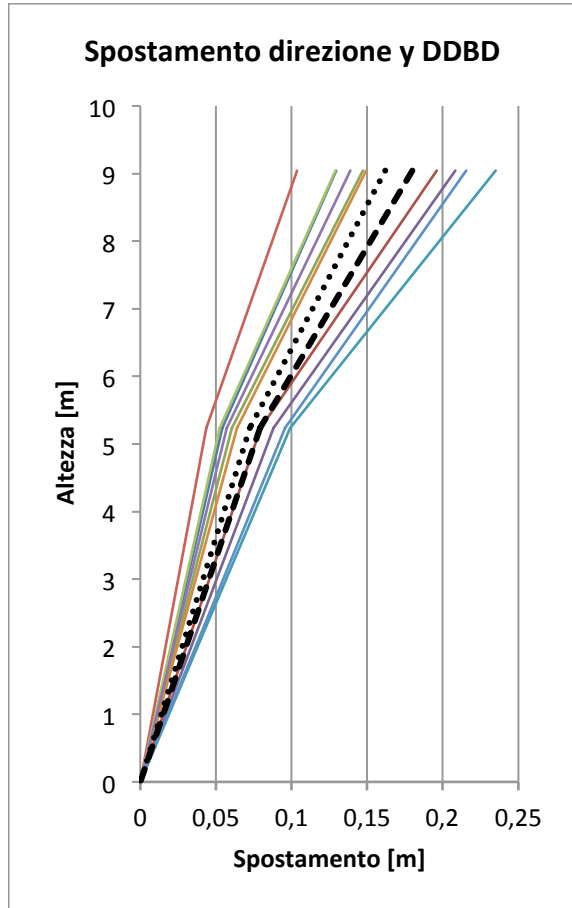
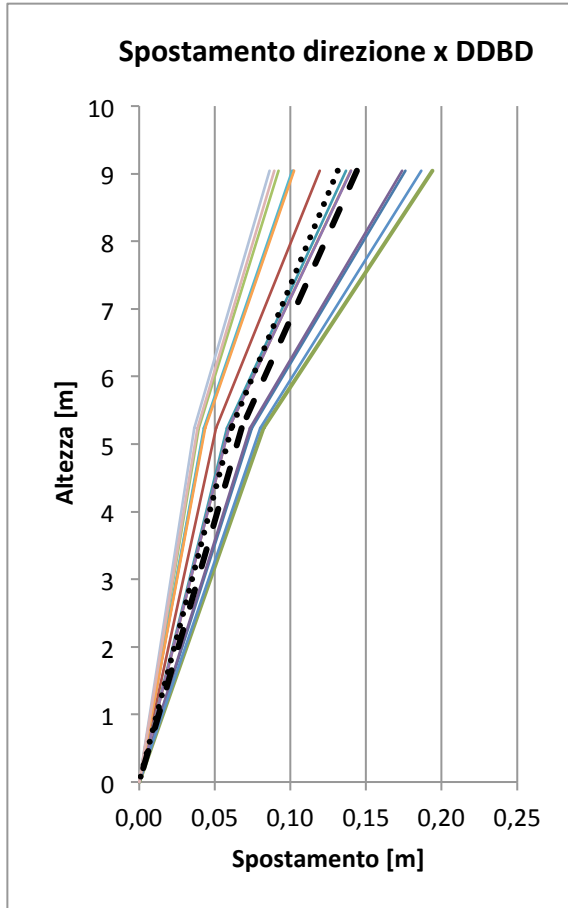
	2°P	1°P
Media	0.128	0.056
Progetto DDBD	0.144	0.068

	2°P	1°P
Media	0.144	0.065
Progetto DDBD	0.180	0.088

Tabella 103: Valori medi di spostamento direzione x e y, FBD

Come si può vedere dalle immagini, per entrambe le direzioni, la struttura è molto più rigida dello schema precedente e gli spostamenti risultano in media minori di quelli di progetto. I limiti deformativi per prevenire il collasso dei pannelli in quasi tutti i casi vengono garantiti.

Progettazione agli spostamenti



	2°P	1°P
Media	0.131	0.061
Progetto DDBD	0.144	0.068

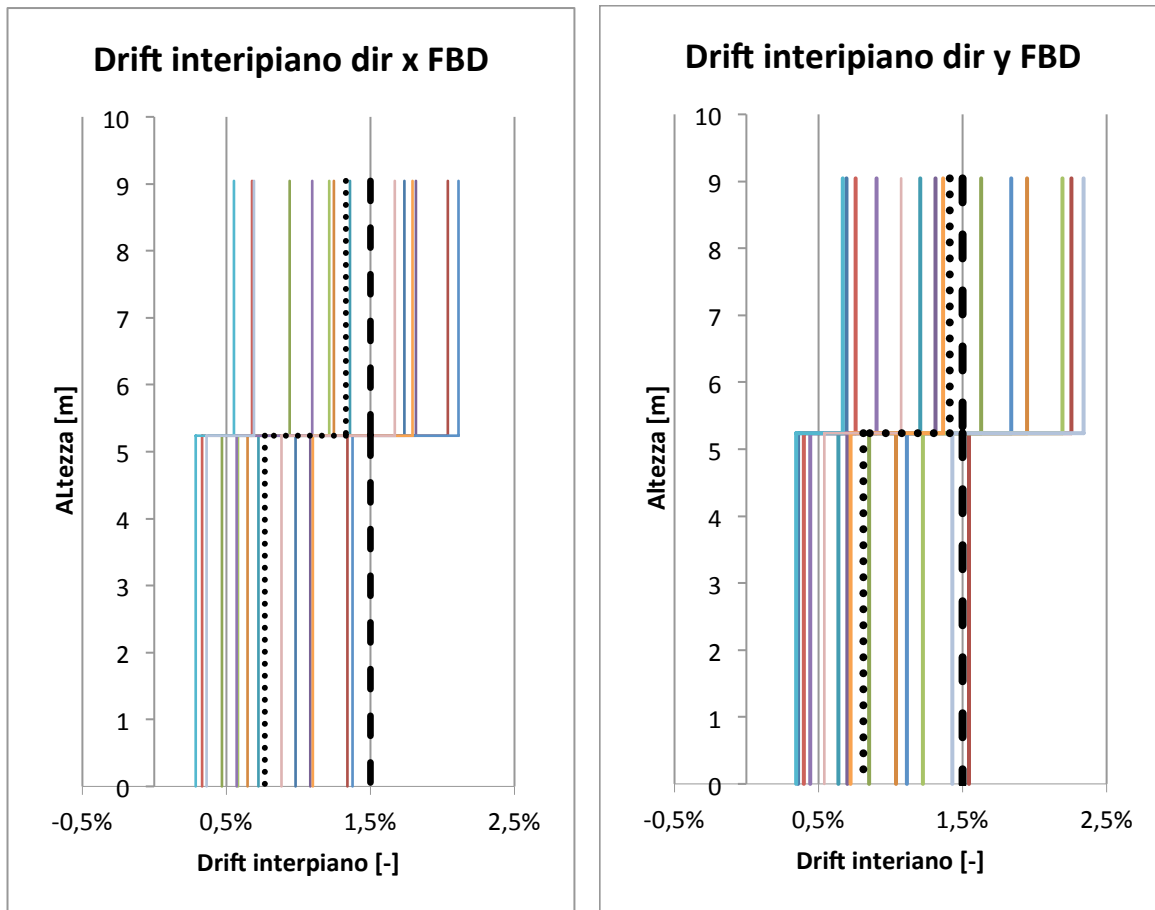
	2°P	1°P
Media	0.162	0.072
Progetto DDBD	0.180	0.088

Tabella 104: Valori di spostamento direzione y, DDBD

Seppur in casi limitati, la struttura eccede gli spostamenti di progetto, ma in media il risultato è soddisfacente. Anche in questo caso la progettazione agli spostamenti genera quindi una struttura rigida in grado di limitare gli spostamenti.

Drift interpiano

Progettazione alle forze



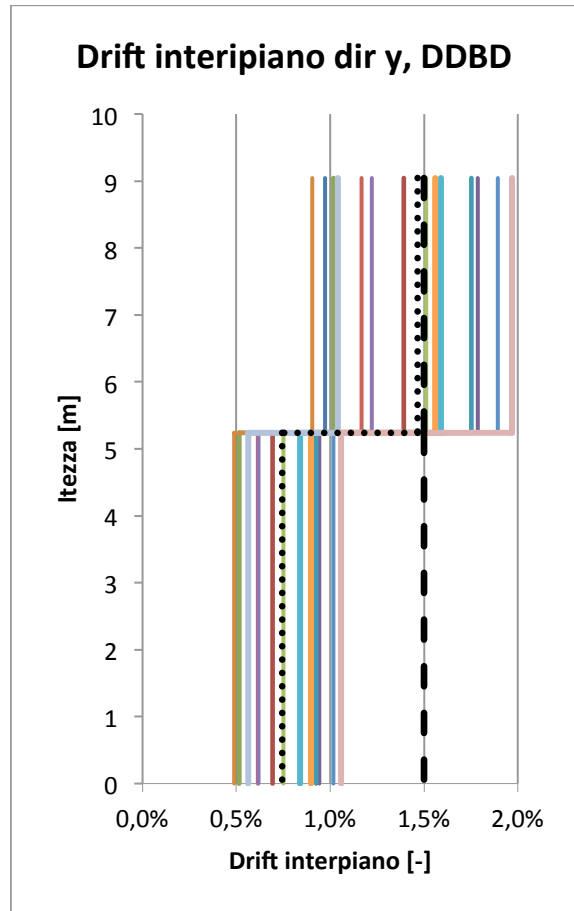
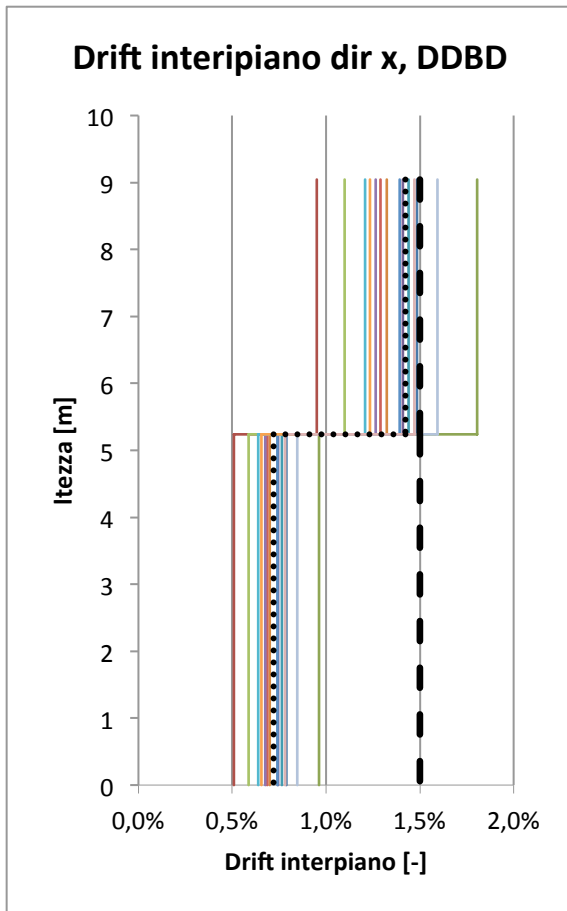
	2°P	1°P
Media	1.33%	0.77%
Progetto DDBD	1.50%	

	2°P	1°P
Media	1.41%	0.81%
Progetto DDBD	1.50%	

Tabella 105: Valori di drift interpiano direzione x e y, FBD

Dalle immagini si intuisce la caratteristica deformata a mensola del pilastro infatti le deformazioni, e quindi anche i valori di drift, aumentano con l'altezza dell'edificio. Anche in termini di drift interpiano si constata come per questo schema statico a pareti anche la progettazione alle forze generi una struttura più rigida.

Progettazione agli spostamenti



	2°P	1°P
Media	1.42%	0.72%
Progetto DDBD	1.50%	

	2°P	1°P
Media	1.47%	0.75%
Progetto DDBD	1.50%	

Tabella 106: Valori di drift interipiano dir x, DDBD

Da queste immagini si può constatare che la progettazione agli spostamenti risulta essere più soddisfacente. Nella quasi totalità dei casi il limite di drift di progetto viene rispettato con un valore medio più vicino a quello di progetto

3.7. Analisi dei costi strutturali

Oltre a operare un confronto in termini di performance strutturale risulta utile confrontare le due soluzioni progettuali anche in termini di costi⁵⁹; come si è visto i due metodi di progettazione hanno portato ad elementi tecnici con volumi sostanzialmente differenti comportando quindi anche costi differenti. Calcolate le caratteristiche geometriche e le quantità di acciaio per ogni elemento tecnico si sono determinati i costi di fondazioni ed elementi verticali ottenendo così la stima del costo finale dell'edificio; risulta inoltre necessario sottolineare che l'analisi dei costi effettuata consiste appunto in una stima, non è quindi da considerarsi esaustiva e completa in quanto aspetti come il costo del trasporto degli elementi e della manodopera per la realizzazione delle pareti non sono state approfondite. I costi degli impalcati, essendo molto simili per entrambe le soluzioni, non vengono considerate per il confronto. Essendo i costi delle fondazioni particolarmente incidenti sul costo finale dell'opera si sono confrontati inizialmente gli elementi verticali e le fondazioni separatamente e, solo in seguito, il costo complessivo dell'opera. I prezzi unitari dei materiali utilizzati sono elencati in tabella 107.

Calcestruzzo per strutture	120 €/m3
Acciaio per armature	1.3 €/Kg
Magrone	100 €/m3

Tabella 107: Prezzi unitari dei materiali

Si riportano i volumi di calcestruzzo e i Kg di armatura nelle seguenti tabelle.

Progettazione alle forze

ELEMENTI STRUTTURALI VERTICALI							
Pilastro	V _i	Kg _{longitudinale,i}	Kg _{trasversale,i}	N	V _{tot}	Kg _{longitudinale.TOT}	Kg _{trasversale.TOT}
Pilastro centrale	2.46	190	71	16	39	3040	1136
Pilastro laterale	2.71	190	71	20	54	3800	1420
Pilastro d'angolo	2.75	190	71	4	11	760	284
Parei in c.a. 300x30	8.14	991	337	10	81	9910	3375
Parei in c.a. 300x30	8.14	1273	337	4	33	5093	1350
Vani scala	-	-	-	-	67.26	7631	5181
TOT					286	30233	12745

FONDAZIONI						
Plinto	V _i	Kg _{bicchiere,i}	Kg _{sottoplinto,i}	N	V _{tot}	Kg _{TOT}
Plinto	6.20	94	185	16	99	4464
Parei in c.a. 300x30	27.7	-	1936	10	277	19355
Parei in c.a. 300x30	39.6	-	2769	4	158	11077
Vani scala	-	-	-	-	357	24990
TOT					891	59886

⁵⁹ Uno degli obiettivi del lavoro è infatti quello raggiungere un livello di performance adeguato limitando però i costi.

Magrone			
Elemento	V _i	N	V _{tot}
Pilastro centrale	1.60	16	26
Parei in c.a. 300x30	2.77	10	28
Parei in c.a. 300x30	3.96	4	16
Vani scala	-	-	24
		TOT	93

Tabella 108: Volumi di calcestruzzo e Kg di acciaio parziali e totali degli elementi strutturali

Progettazione agli spostamenti

ELEMENTI STRUTTURALI VERTICALI							
Pilastro	V _i	Kg _{longitudinale,i}	Kg _{trasversale,i}	N	V _{tot}	Kg _{longitudinale,TOT}	Kg _{trasversale,TOT}
Pilastro centrale	2.46	190	71	16	39	3040	1136
Pilastro laterale	2.71	190	71	20	54	3800	1420
Pilastro d'angolo	2.75	190	71	4	11	760	284
Parei in c.a. 250x30	6.78	757	156	8	54	6057	1246
Parei in c.a. 250x30	6.78	659	132	4	27	2637	528
Vani scala	-	-	-	-	67.26	6246	4747
				TOT	253	22540	9361

FONDAZIONI						
Plinto	V _i	Kg _{bicchiere,i}	Kg _{sottoplinto,i}	N	V _{tot}	Kg _{TOT}
Plinto centrale	6.2	94	185	16	99	4464
Parei in c.a. 250x30	15.0	-	1050	8	120	8400
Parei in c.a. 250x30	11.0	-	770	4	44	3080
Vani scala	-	-	-	-	252	17640
				TOT	515	33584

MAGRONE			
Elemento	V _i	N	V _{tot}
Pilastro centrale	1.60	16	26
Parei in c.a. 250x30	1.50	10	15
Parei in c.a. 250x30	1.10	4	4
Vani scala	-	-	17
		TOT	62

Tabella 109: Volumi di calcestruzzo e Kg di acciaio parziali e totali degli elementi strutturali

In riferimento ai prezzi unitari elencati in tabella 107 si determinano i costi degli elementi strutturali confrontandoli poi nel grafico.

PROGETTAZIONE ALLE FORZE	
Strutture verticali	€ 90,159
Fondazioni	€ 184,757
Magrone	€ 9,287
TOTALE	€ 284,203

PROGETTAZIONE AGLI SPOSTAMENTI		
Strutture verticali	€ 71,852	-20%
Fondazioni	€ 105,476	-43%
Magrone	€ 6,180	-33%
TOTALE	€ 183,508	-35%

Tabella 110: Costi parziali e totali degli elementi strutturali

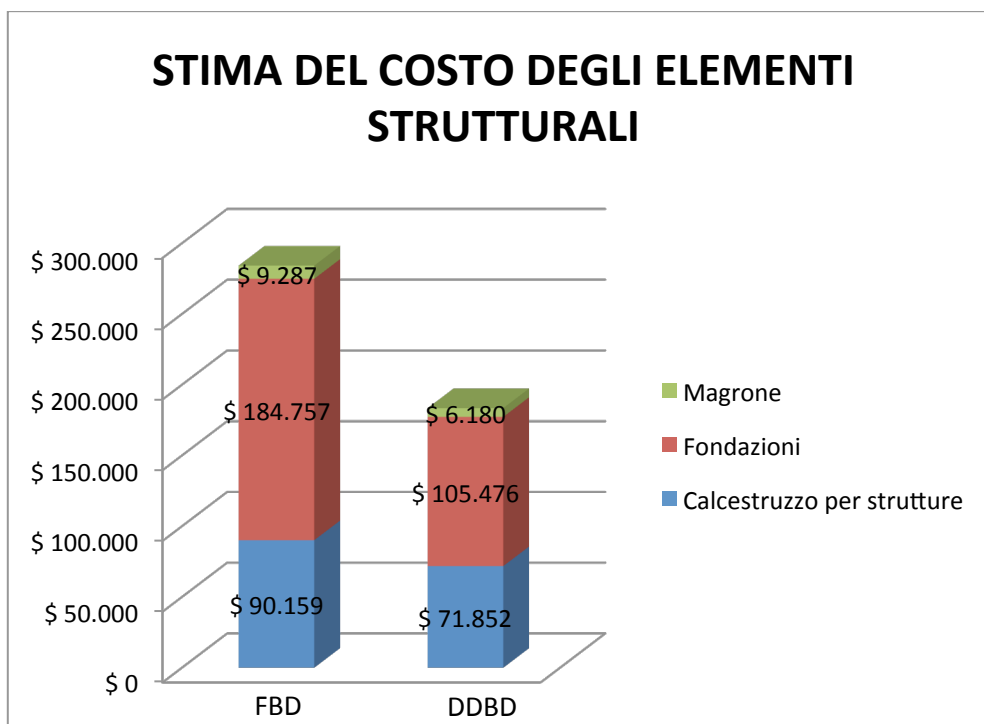


Figura 76: Grafico di confronto dei costi strutturali

Per lo schema statico a pareti la realizzazione degli elementi verticali ma soprattutto delle fondazioni risulta meno onerosa a seguito della progettazione agli spostamenti rispetto a quella tradizionale (-35%).

3.8. Considerazione sulla soluzione strutturale alternativa.

In relazione ai due metodi di progettazione ed alle analisi non lineari si può dedurre che la tipologia strutturale proposta risulta essere nettamente più rigida, con periodi molto più bassi rispetto a quella precedente ($0.3s < T < 0.5s$). Gli effetti deformativi non sono più così determinanti infatti, anche se per garantire una limitazione delle deformazioni, nella progettazione agli spostamenti si è assunto ancora una volta come limite progettuale la rotazione limite interpiano, tali effetti risultano trascurabili. Anche per la progettazione tradizionale il fattore correttivo ψ è molto vicino all'unità e quindi poco influente nella determinazione delle azioni di progetto. In termini prestazionali si può dire che entrambe le progettazioni garantiscono il soddisfacimento degli obiettivi, permettono infatti un adeguato controllo degli spostamenti limitando così i possibili danni ai pannelli prefabbricati di chiusura. Il rischio di rottura dei collegamenti ed il ribaltamento dei pannelli fuori dal piano è ridotto. Inoltre le analisi non lineari confermano la formazione di plasticità alla base delle pareti: l'introduzione di elementi più rigidi caratterizzati da uno spostamento elastico minore ha permesso a questi di superare il limite elastico attingendo così alle risorse duttili della struttura⁶⁰. L'impostazione teorica sulla quale si basa la progettazione delle strutture soggette ad azioni sismiche viene quindi rispettata. Da punto di vista economico infine, tenendo conto delle incertezze sulla stima dei costi, si nota una certa differenza tra i due metodi di progettazione e tra le due proposte strutturali; la progettazione alle forze della struttura a pareti comporta un aumento dei costi rispetto allo schema a pilastri dovuto principalmente all'aumento del volume di calcestruzzo degli elementi verticali, +48%, e delle fondazioni, +78%, per un costo totale maggiore del 23%. Anche se il volume dei plinti è considerevolmente ridotto la concentrazione delle azioni nelle pareti comporta la realizzazioni di fondazioni importanti. L'esito della progettazione agli spostamenti invece risulta essere molto più conveniente e sostenibile. Questa permette un risparmio notevole sia in termini di volumi di calcestruzzo che di quantità di acciaio necessario. Il risparmio maggiore si ha per le fondazioni che, non essendo sovradimensionate per il rispetto dei criteri di gerarchie, necessitano quindi circa della metà del materiale rispetto allo schema a pilastri (-52% di calcestruzzo e -58% di acciaio). Il risparmio complessivo risulta essere del 59% rispetto allo schema a pilastri progettato agli spostamenti e del 35% rispetto alla progettazione a pareti ma con approccio alle forze.

⁶⁰ Risorse che però non sono state sfruttate completamente in quanto, dato ancora l'elevato rapporto h/l , la rotazione interpiano detta ancora lo spostamento limite.

4. CONCLUSIONI

A seguito del lavoro svolto si può quindi dire che, per il caso di studio analizzato, il binomio progettazione agli spostamenti-schema strutturale a pareti è quello migliore, permettendo il conseguimento degli obiettivi prefissati e proponendo una soluzione strutturale economicamente sostenibile.

			OBIETTIVI		
			Controllo/limitazione degli spostamenti	Prestazione ottimale della struttura	Costi
PROGETTAZIONE	Schema a pilastri	FBD	X	X	√
		DDBD	√	X	X
	Schema a pareti	FBD	√	√	X
		DDBD	√	√	√

Tabella 111: Confronto tra le soluzioni analizzate

Questa soluzione però si scontra con due aspetti fondamentali: i metodi di progettazione previsti dalla normativa vigente e la pratica progettuale Italiana. L'importanza del controllo delle deformazioni della struttura è sì riconosciuta e presente all'interno del testo normativo, ma solo in termini di prevenzione e contenimento dei danni ad elementi non strutturali in condizione di stato limite di danno (SLD). A questo limite però corrisponde un buon comportamento della sola struttura sismo resistente, in contrapposizione ad un comportamento carente degli elementi non strutturali. La soluzione al problema potrebbe essere l'utilizzo di un approccio agli spostamenti, ma, sebbene in alcuni paesi (Stati Uniti, Australia, Nuova Zelanda) questo metodo abbia già ottenuto un largo consenso, in Italia non è stato ancora codificato come metodo di definizione dell'input sismico[8]⁶¹. Non potendo utilizzare un approccio agli spostamenti, sarebbe quindi opportuno per la progettazione tradizionale e soprattutto per questa tipologia costruttiva, prevedere un controllo più efficace di flessibilità e deformazione della struttura anche in corrispondenza dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Questo permetterebbe l'utilizzo dello schema a pilastri isostatici tipico della nostra tradizione costruttiva, garantendo al tempo stesso un livello prestazionale adeguato. Il secondo aspetto di criticità è legato alla realtà costruttiva del paese:

⁶¹ L'utilizzo è permesso ma a fronte di verifiche non lineari come avviene per le pile da ponte. Analisi dinamiche non lineari applicate a casi "semplici" come gli edifici prefabbricati però comporterebbe complicazioni e prolungamento dei tempi non compatibili con l'attività professionale di tutti i giorni.

L'utilizzo di pareti come sistema sismo resistente non è una pratica progettuale molto applicata agli edifici prefabbricati. Sebbene gli aspetti prestazionali siano evidenti: controllo della flessibilità e sfruttamento delle risorse duttili della struttura, la perdita dei vantaggi della prefabbricazione come la velocità di realizzazione, il controllo prestazionale dei materiali e degli elementi e la pulizia del cantiere non ne permettono un forte sviluppo. L'eventuale prefabbricazione delle pareti e quindi dell'intera struttura, rimane comunque una possibile soluzione che consentirebbe di sfruttare a pieno sia i vantaggi di questa tecnologia sia le prestazioni strutturali. Occorre considerare però che la ricerca e le sperimentazioni attuali (i.e Safeccladding) risultano fortemente incentrate anche sullo studio del contributo dei pannelli e sullo sviluppo di connessioni in grado di resistere e collaborare per un buon comportamento globale.[9] Si può quindi dire che nell'attesa di nuove soluzioni con specifiche regole di progetto e di semplice impiego, la soluzione con struttura sismo resistente a pareti progettata secondo la normativa Italiana risulta una valida alternativa per le future realizzazioni. A fronte di un incremento comunque non indifferente (+24%,circa 50 mila €) si garantisce un livello prestazionale adeguato anche in termini di limitazione della deformabilità della struttura senza però alterare l'approccio progettuale⁶².

5. MIGLIORAMENTI E SVILUPPI FUTURI

Sulla base delle ipotesi fatte per la modellazione sarebbe necessaria una verifica dell'effettivo grado di incastro degli elementi verticali. Eseguendo uno studio sull'interazione terreno-struttura si potrebbe coglierne l'influenza di questa sul comportamento dell'edificio. Inoltre nella progettazione del secondo schema statico, quello con sistema sismo resistente a pareti, sarebbe opportuno eseguire il dimensionamento e le verifiche delle connessioni tra pilastri prefabbricati e pareti gettate in opera e quella di connessione ai piani tra parete e solaio verificando così l'ipotesi di piano rigido. In termini tecnologici in fine sarebbe stato interessante studiare una soluzione completamente prefabbricata progettando anche le pareti in un'ottica di realizzazione industriale, sfruttando al meglio i vantaggi della prefabbricazione.

⁶² §Di fatti il progetto sismico continua ad essere fatto con un'analisi del telaio nudo e pannelli considerati come masse senza rigidità.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Bachmann H. Steinle A. *Precast concrete structures*, Ernst & Sohn, Berlin, 2011
- [2] Biloni A. Costruzioni industrializzate: quale futuro?, *Industrie Manufatti Cementizi*, n.24 (2012) pp.2-8
- [3] Biondini F. Toniolo G. *Simulazione numerica di prove pseudodinamiche su prototipi di telai prefabbricati in calcestruzzo armato*. Estratto dagli atti del 16° Congresso C.T.E. Parma, 9-10-11 novembre 2006.
- [4] Biondini F. *La riqualificazione strutturale degli edifici industriali. Connessioni Pannelli-Struttura: Sistema Dissipativo*. Slaid del corso CTE, Politecnico di Milano, 17 maggio 2013.
- [5] Bolognini D. *Progettazione e valutazione di capannoni industriali ed edifici prefabbricati pluripiano in zona sismica: esempi di calcolo di strutture prefabbricate e verifica sismica dei dettagli costruttivi*. Slaid del corso Eucentre, Pavia 27 ottobre 2012.
- [6] Capozzi V. *Comportamento sismico dei collegamenti nelle strutture prefabbricate*, Università degli studi di Napoli Federico II
- [7] Ercolino M. Magliulo G. Petrone C. Orsola Coppola Manfredi G. *Il terremoto del 20 e del 29 maggio 2012 in Emilia Romagna: la prestazione sismica delle strutture prefabbricate in c.a.*
- [8] Faccioli E. Rovelli A. *Progetto S5. Definizione dell'input sismico sulla base degli spostamenti attesi*. Progetti sismologici di interesse per il DPC,2004
- [9] Ferrara L. Felicetti R. Toniolo G. Zenti C. *Friction dissipative devices for cladding panels in precast buildings. An experimental investigation*. *European Journal of Environmental and Civil Engineering EJECE*. Volume 15 – n.9 (2011)
- [10] Fringuelli M. *Modellazione strutturale mediante codici di calcolo automatici*. Slaid del corso Progetto di strutture a.a. 2012-13
- [11] Ghersi A. e Lanza P. *Il problema della verifica degli impalcati negli edifici in zona sismica, Edifici antisismici con struttura intelaiata in cemento armato*, CUEN, Napoli, 1986.
- [12] Iervolino I. Cosenza E. Galasso C. *Spettri, accelerogrammi e le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*. *Progettazione Sismica*, Iusspress, 2009, 33-50.

- [13] *Inseriti per calcestruzzo, Manuale di progettazione ed utilizzo*, Assobeton gruppo inserti per calcestruzzi, 2006
- [14] Kim S. Elliott *Precast concrete structures*, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2002
- [15] *Linee guida ASSOBETON per la progettazione sismica di strutture prefabbricate*, Assobeton sezione strutture prefabbricate
- [16] *Manualetto RDB, guida per la progettazione e la costruzione edilizia*, Fag, Milano, 2002
- [17] Nascimbene R. *Progettazione e valutazione di capannoni industriali ed edifici prefabbricati pluripiano in zona sismica*, Slaid del corso Eucentre, Pavia 26-27 ottobre 2012.
- [18] Negro P. Toniolo G. *Design guidelines for connection precast structures under seismic action*, Joint research centre of the European commission, Italy, 2012
- [19] Paulay T. Priestley M.J.N. *Seismic design of reinforced structures and masonry buildings*, John Wiley & Sons Inc. , New York, 1992
- [20] Petrini L. Pinho R. Calvi G.M. *Criteri di progettazione antisismica degli edifici*, IUSS Press, Pavia, 2004
- [21] Priestley M.J.N. Calvi G.M. Kowalsky M.J. *Displacement-based seismic design of structures*, IUSS press, Pavia, 2007
- [22] Priestley M.J.N. *Displacement Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. The 9th Mallet Milne Lecture*, IUSS press, Pavia, 2003
- [23] *Il Solaio Alveolare-Progettazione e Impieghi, Manuale Assap II° edizione*, OFFSET PRINT VENETA, Verona, 2002
- [24] Rugarli P. *Calcolo strutturale con gli elementi finiti*, EPC libri, Roma, 2004
- [25] Rugarli P. *Analisi modale ragionata : teoria e pratica : metodi, problemi, procedure di modellazione e calcolo*, Quaderni per la progettazione , EPC Libri, Roma, 2005
- [26] Savoia M. *Progettazione e valutazione di capannoni industriali ed edifici prefabbricati pluripiano in zona sismica*, Slaid del corso Eucentre, Pavia 26-27 ottobre 2012.
- [27] *Nuove Norme Tecniche per le costruzioni*, 4 febbraio 2008
- [28] *Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, Circolare n.617, 2 febbraio 2009

- [29] CNR-DT 207/2008, *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*
- [30] CNR 10025/1998, *Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo.*
- [31] UNI EN ISO 10456 *Materiali e prodotti per edilizia. Proprietà igrometriche*
- [32] UNI EN 1992-1-1 *Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo, regole generali e regole per gli edifici*
- [33] UNI EN 1998-1 *Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, regole generali azioni sismiche e regole per gli edifici.*
- [34] Spettri-NTC ver 1.03.
http://www.cslp.it/cslp/index.php?option=com_docman&task=cat_view&gid=295&&Itemid=10
- [35] REXEL 2.31 beta Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
<http://www.reluis.it/>
- [36] Mappe interattive di pericolosità sismica.
<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>

7. ALLEGATI

Tavola 1: Pianta strutturale piano terra

Tavola 2: Pianta strutturale piano primo

Tavola 3: Pianta strutturale Piano copertura

Tavola 4: Sezioni strutturali

Tavola 5: Dettagli di carpenteria degli impalcati

Tavola 6: Pianta delle fondazioni approccio FBD

Tavola 7: Pianta delle fondazioni approccio DDBD

Tavola 8: Plinti di fondazione, approccio FBD

Tavola 9: Plinti di fondazione, approccio DDBD

Tavola 10: Pilastro centrale, approccio FBD

Tavola 11: Pilastro laterale, approccio FBD

Tavola 12: Pilastro d'angolo, approccio FBD

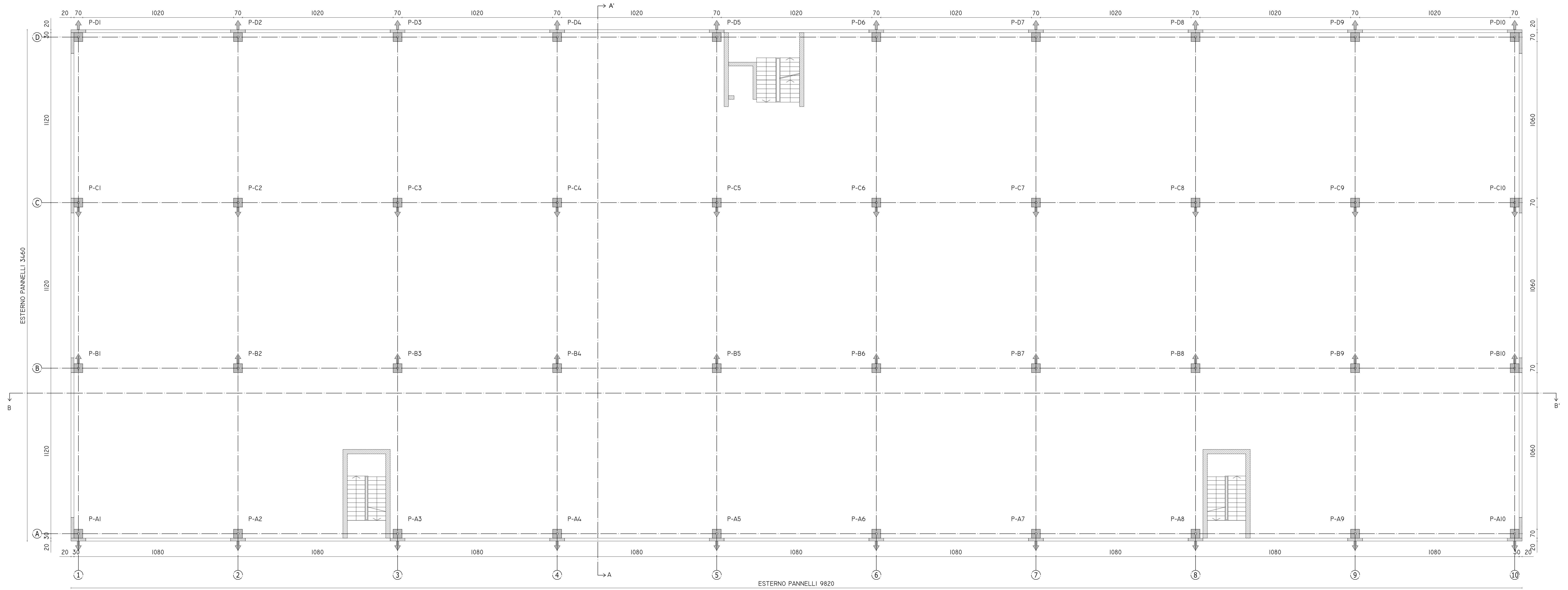
Tavola 13: Pilastro centrale, approccio DDBD

Tavola 14: Pilastro laterale, approccio DDBD

Tavola 15: Pilastro d'angolo, approccio DDBD

Tavola 16: Parete in c.a.

Tavola 17: Pannello verticale prefabbricato



SOVRACCARICHI PAVIMENTAZIONE
 ACCIDENTALI 500 KG/MQ

POLITECNICO DI MILANO
 SCUOLA DI INGEGNERIA
 EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di
 INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE
 Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio
 Correlatore: Fringuelli Michele

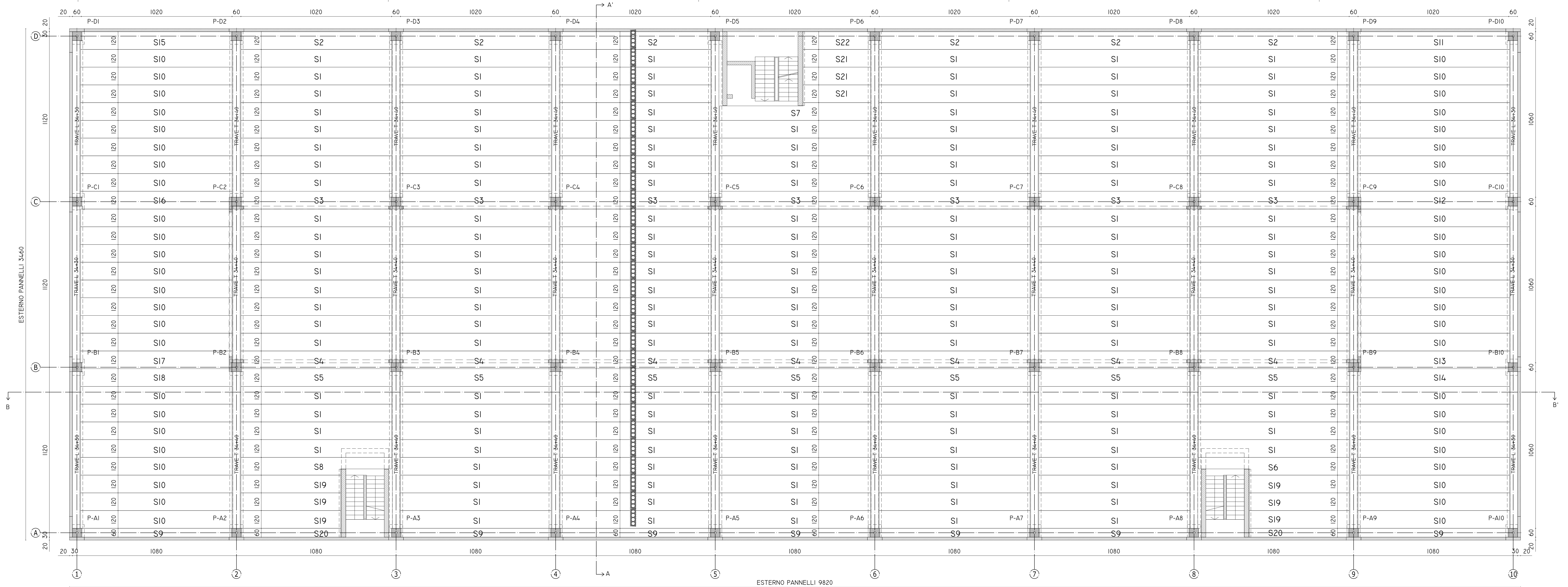
Studente: Mainini Fabio Wasswa
 mat. 787173

OGGETTO
 PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO
 PREFABBRICATO
 AD USO COMMERCIALE

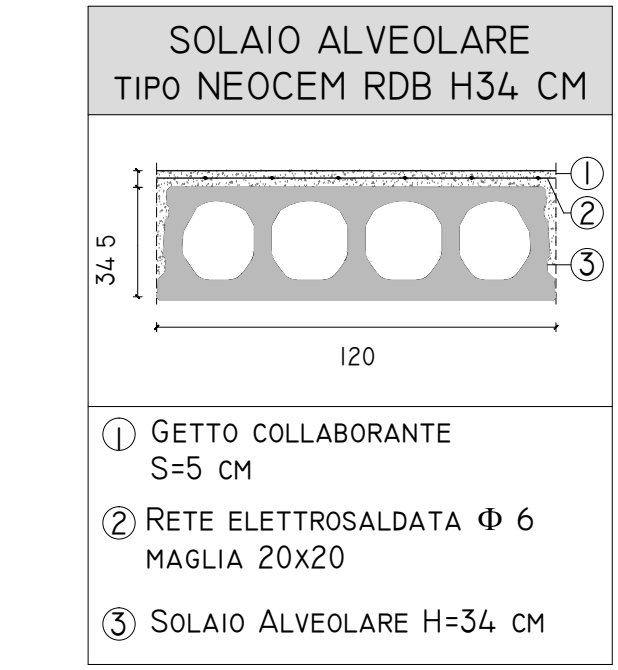


TITOLO ELABORATO
TRACCIAMENTO PILASTRI

DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:100	PIANTE	1



PIANO PRIMO-COMMERCIALE	
PERMANENTI	150 KG/MQ
GETTO INTEGRATIVO (SP. 5 CM)	125 KG/MQ
ESERCIZIO	500 KG/MQ



POLITECNICO DI MILANO
SCUOLA DI INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE
 Anno accademico 2013-2014

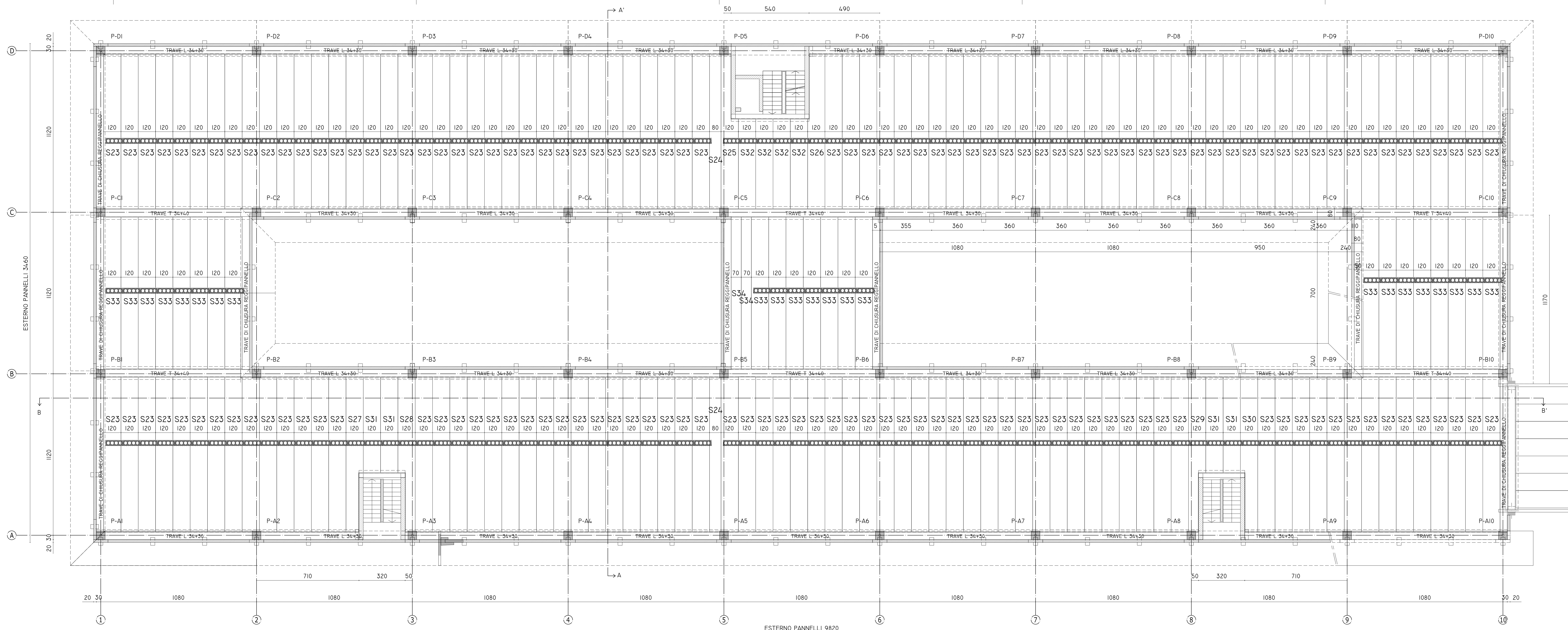
Relatore: Tattoni Sergio
 Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa
 mat. 787173

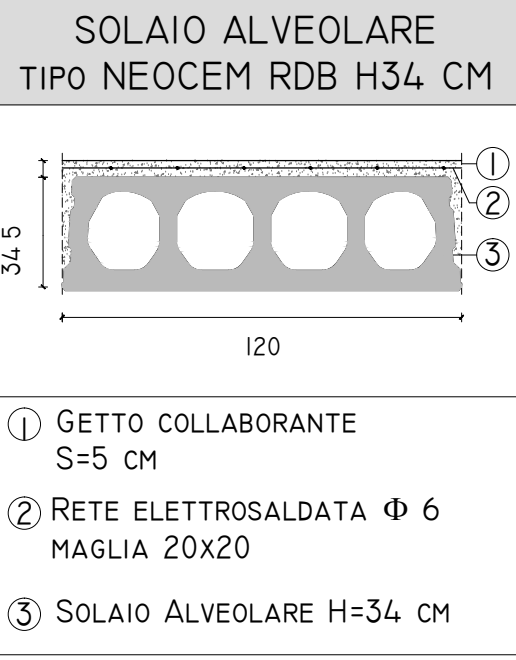
OGGETTO
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO PREFABBRICATO AD USO COMMERCIALE

TITOLO ELABORATO
PIANTA IMPALCATO PIANO 1°

DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:100	PIANTE	2



SOVRACCARICHI IMPALCATO DI CPERTURA	
PERMANENTI	150 KG/MQ
GETTO INTEGRATIVO (SP. 5 CM)	125 KG/MQ
ESERCIZIO	250 KG/MQ
NEVE	250 KG/MQ



- ① GETTO COLLABORANTE S=5 CM
- ② RETE ELETTROSALDATA Ø 6 MAGLIA 20X20
- ③ SOLAIO ALVEOLARE H=34 CM

POLITECNICO DI MILANO
SCUOLA DI INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE
 Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio
 Correlatore: Fringuelli Michele

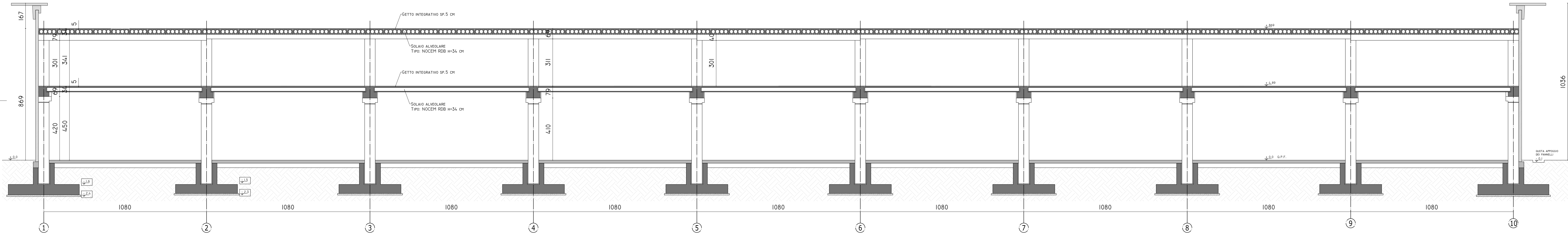
Studente: Mainini Fabio Wasswa
 mat. 787173

OGGETTO
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO PREFABBRICATO AD USO COMMERCIALE

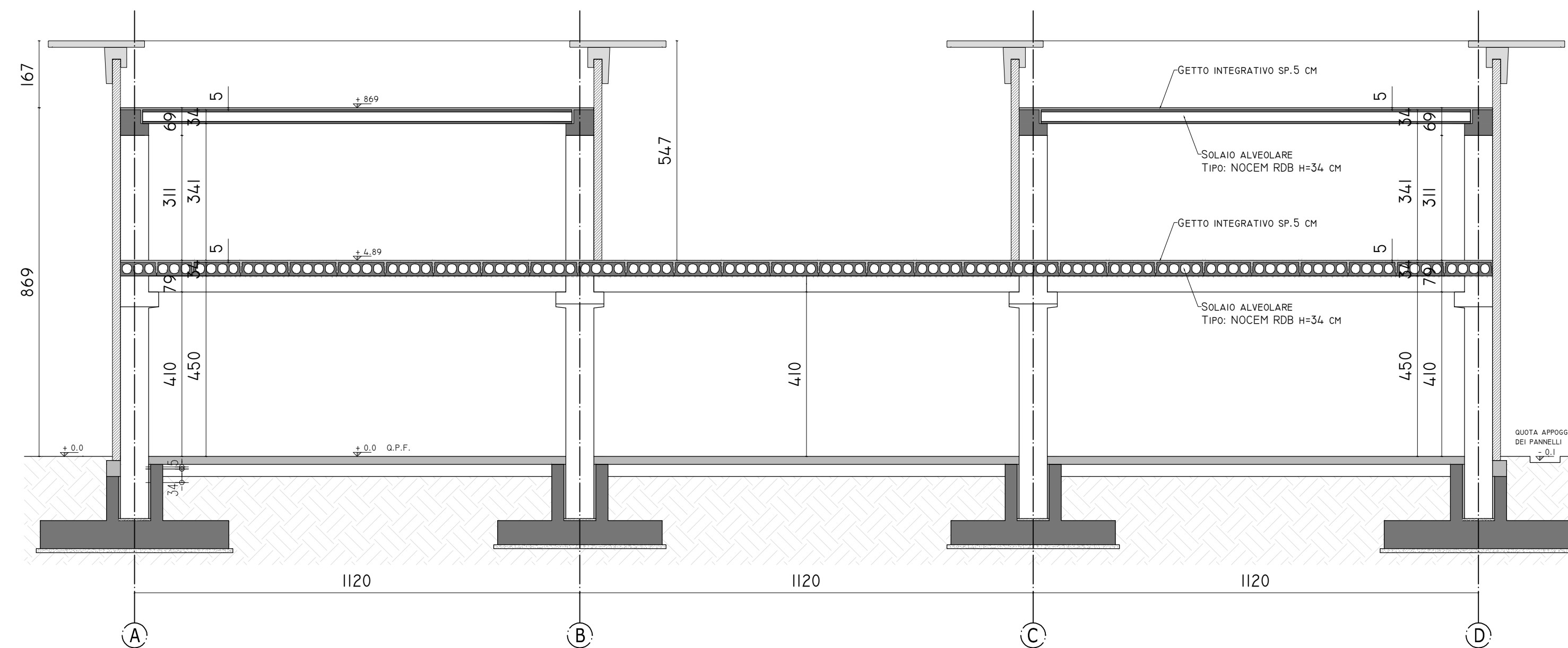
TITOLO ELABORATO
PIANTA IMPALCATO PIANO COPERTURA

DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:100	PIANTE	3

SEZIONE B-B'

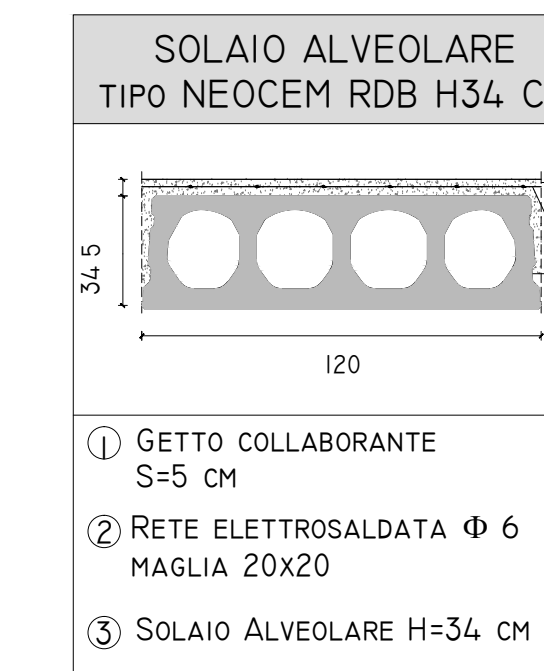


SEZIONE A-A'



SOVRACCARICHI IMPALCATO DI CPERTURA	
PERMANENTI	150 Kg/Mq
GETTO INTEGRATIVO (SP. 5 CM)	125 Kg/Mq
ESERCIZIO	250 Kg/Mq
NEVE	250 Kg/Mq

SOVRACCARICHI IMPALCATO PIANO PRIMO-COMMERCIALE	
PERMANENTI	150 Kg/Mq
GETTO INTEGRATIVO (SP. 5 CM)	125 Kg/Mq
ESERCIZIO	500 Kg/Mq



- ① GETTO COLLABORANTE S=5 CM
- ② RETE ELETTROSALDATA Φ 6 MAGLIA 20X20
- ③ SOLAIO ALVEOLARE H=34 CM

POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA
EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE

Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio

Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa
mat. 787173

OGGETTO

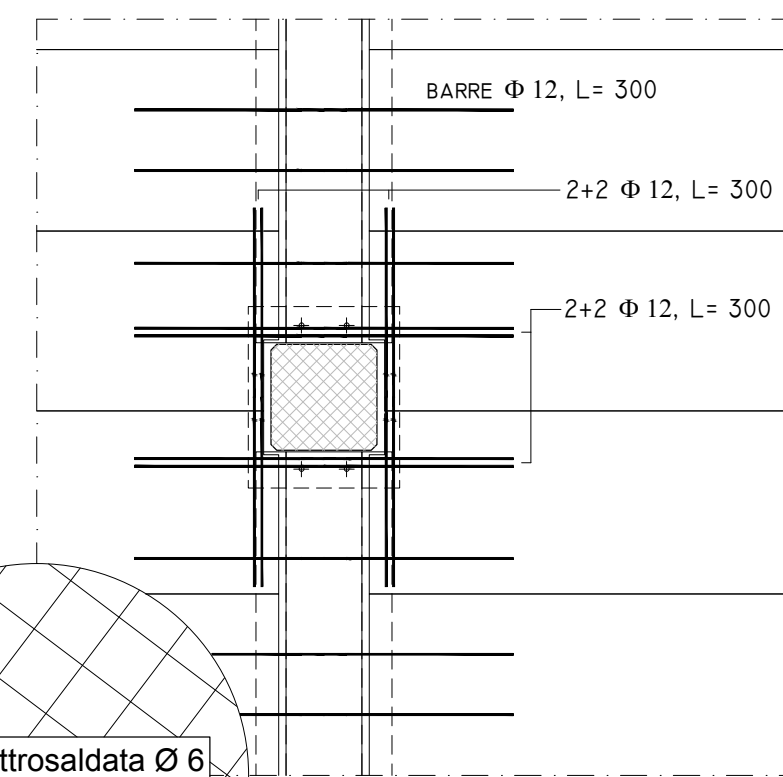
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO
PREFABBRICATO
AD USO COMMERCIALE

TITOLO ELABORATO

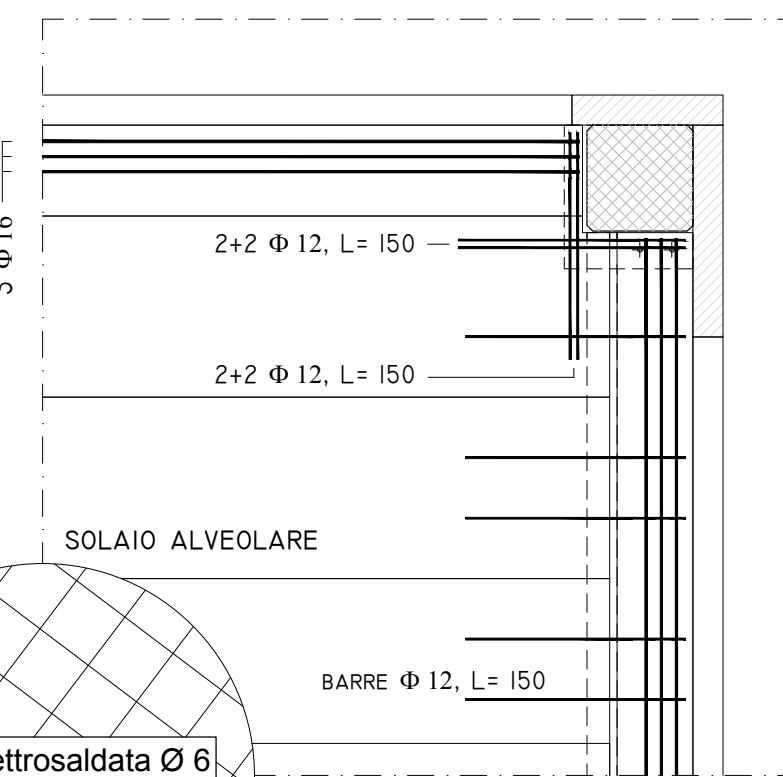
SEZIONE STRUTTURALE

DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:100	STRUTTURE	4

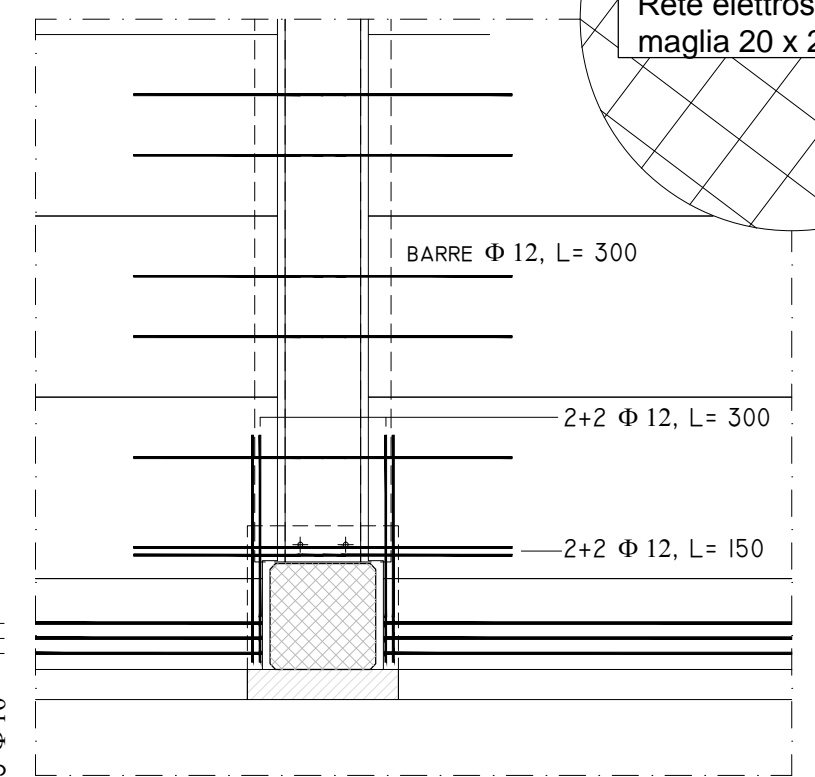
PILASTRO CENTRALE
PIANO 1°



PILASTRO D'ANGOLO
PIANO 1°



PILASTRO LATERALE
PIANO 1°



PILASTRO LATERALE
PIANO 1°

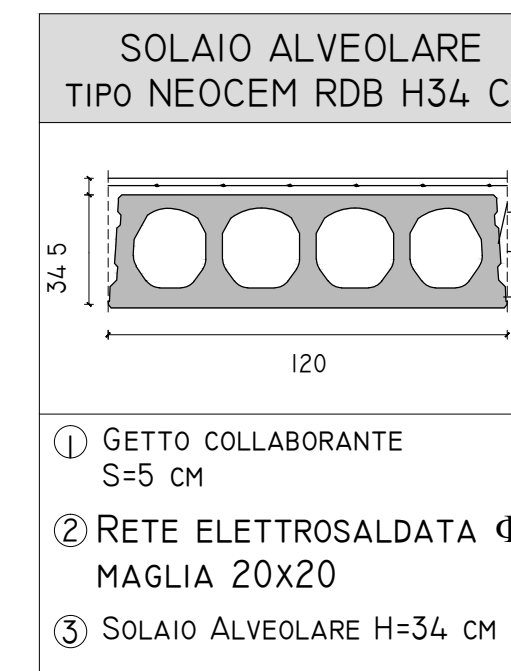
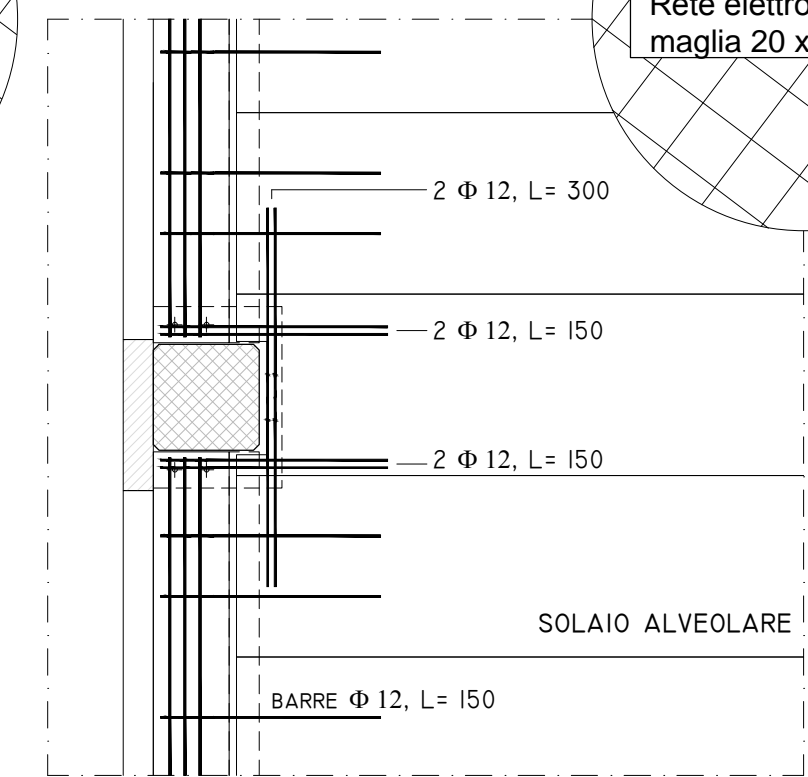


TABELLA MATERIALI

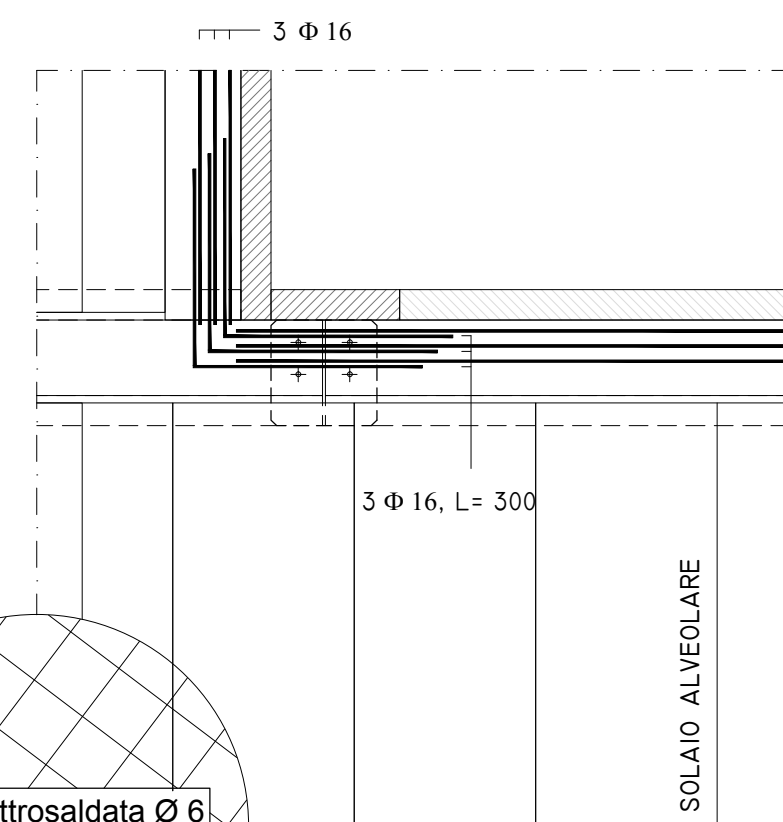
CALCESTRUZZO

CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
IMPALCATI	XCI	C25-30	S3

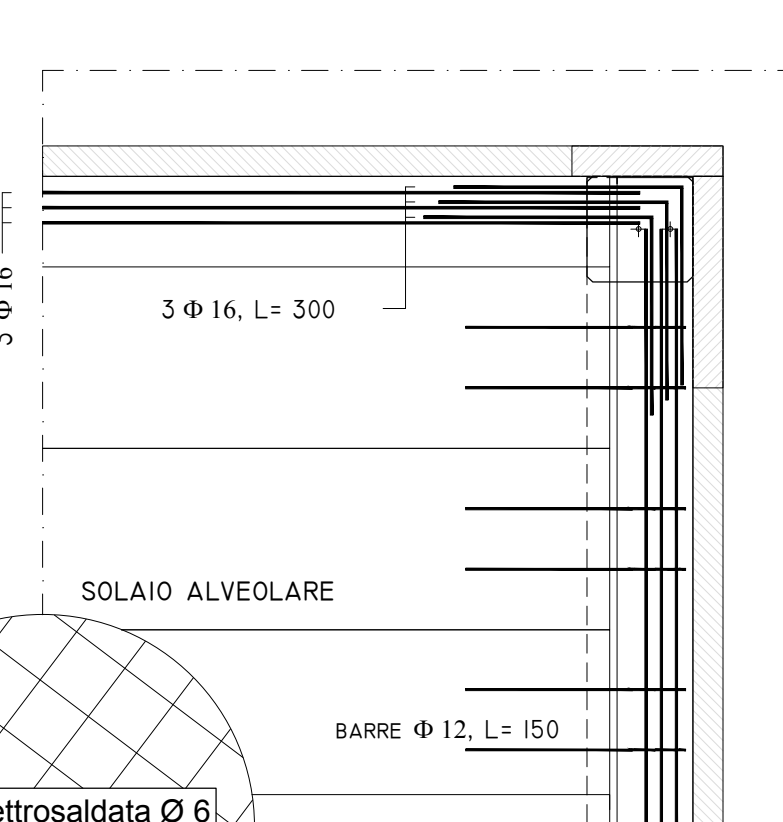
ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_{yk}	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_{tk}
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

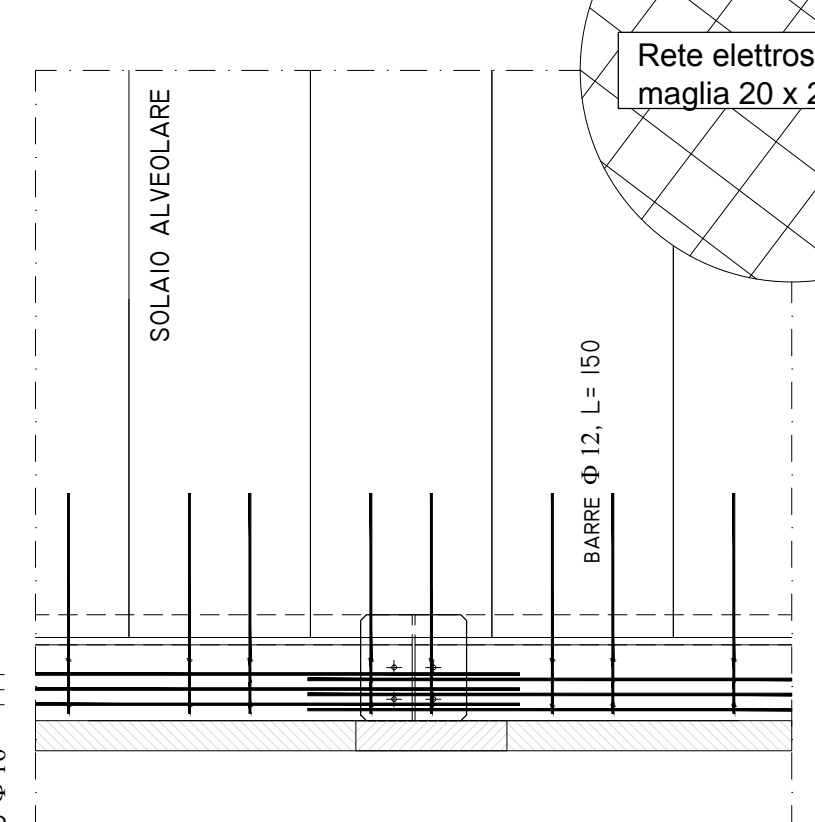
PILASTRO CENTRALE
PIANO COPERTURA



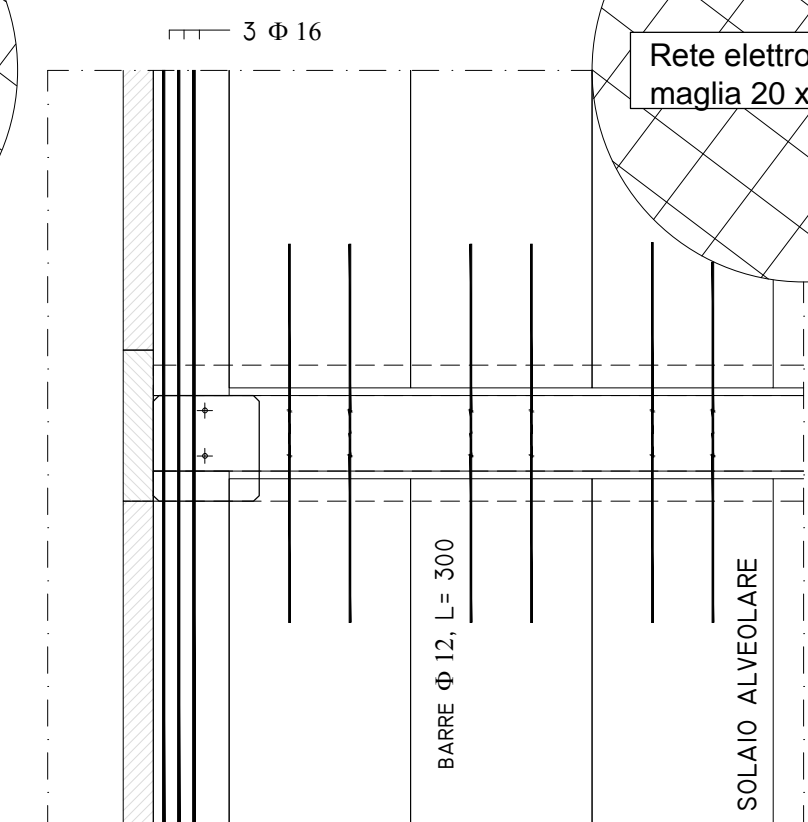
PILASTRO D'ANGOLO
PIANO COPERTURA



PILASTRO LATERALE
PIANO COPERTURA

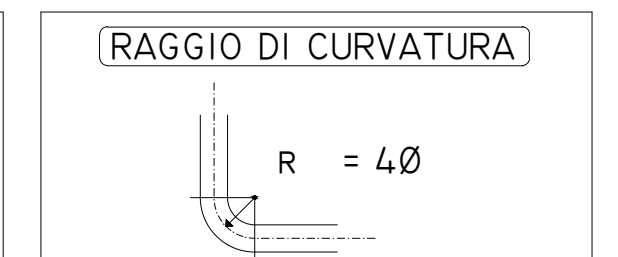
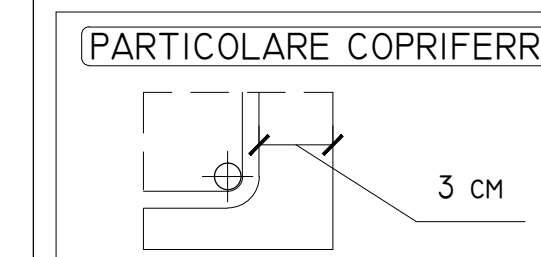


PILASTRO LATERALE
PIANO COPERTURA

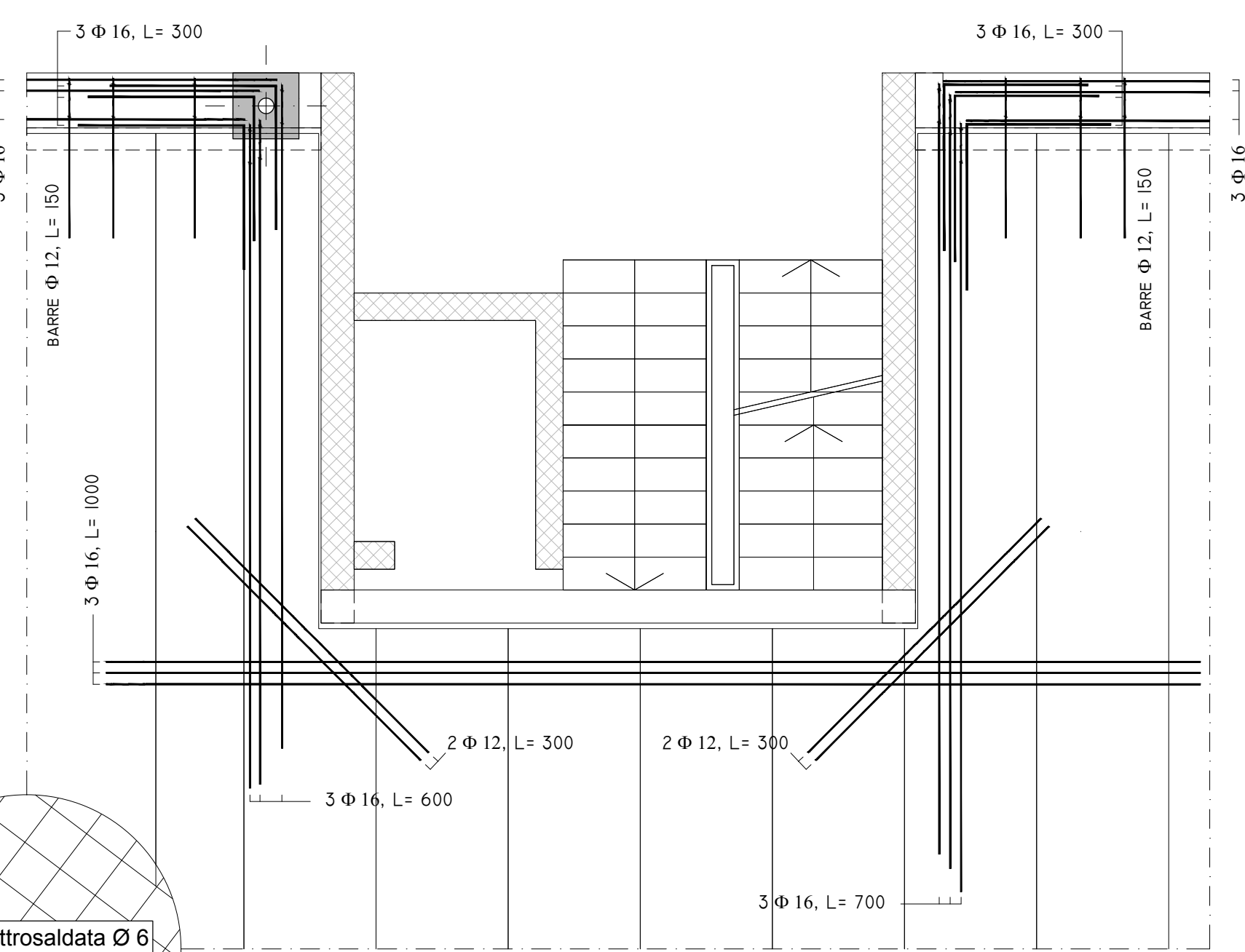


PRESCRIZIONI

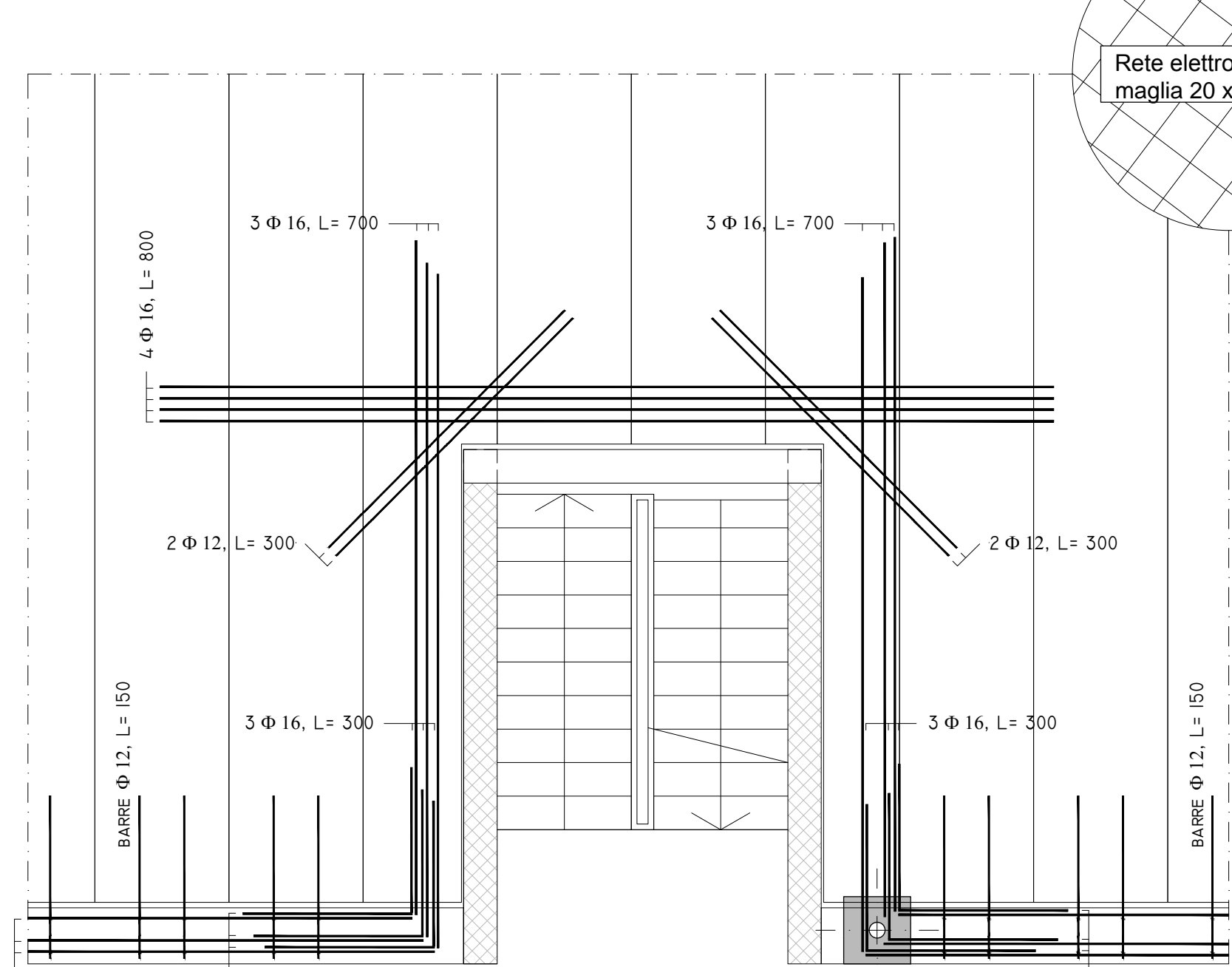
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 3 CM. (SPESSORE MINIMO PER IL SOLO REQUISITO DI DURABILITÀ).
- LA RETE INTEGRATIVA DELLA CAPPA DOVRA' ESSERE SOVRAPPOSTA PER ALMENO DUE MAGLIE (MIN 40 CM).
- IN ROSSITÀ DEGLI APPOGGI DI CONTINUITÀ DEI SOLAI DEVONO ESSERE POSIZIONATE AL NEGATIVO ALMENO DUE BARRE PER LASTRA.
- LUNGO TUTTO IL PERIMETRO, INTERNO ED ESTERNO, DEVO ESSERE DISPOSTI SENZA INTERRUZIONE ALMENO TRE Φ 16 ENTRO I PRIMI 50 CM DAL FILO ESTERNO DEI PILASTRI.
- DEVE ESSERE GARANTITA UNA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO PARI ALMENO A 150 CM LUNGO TUTTE LE CATENE PERIMETRALI (ESTERNE ED INTERNE)



VANO SCALA "A"



VANO SCALA "B" E "C"



POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA
EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE

Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio

Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa
mat. 787173

OGGETTO

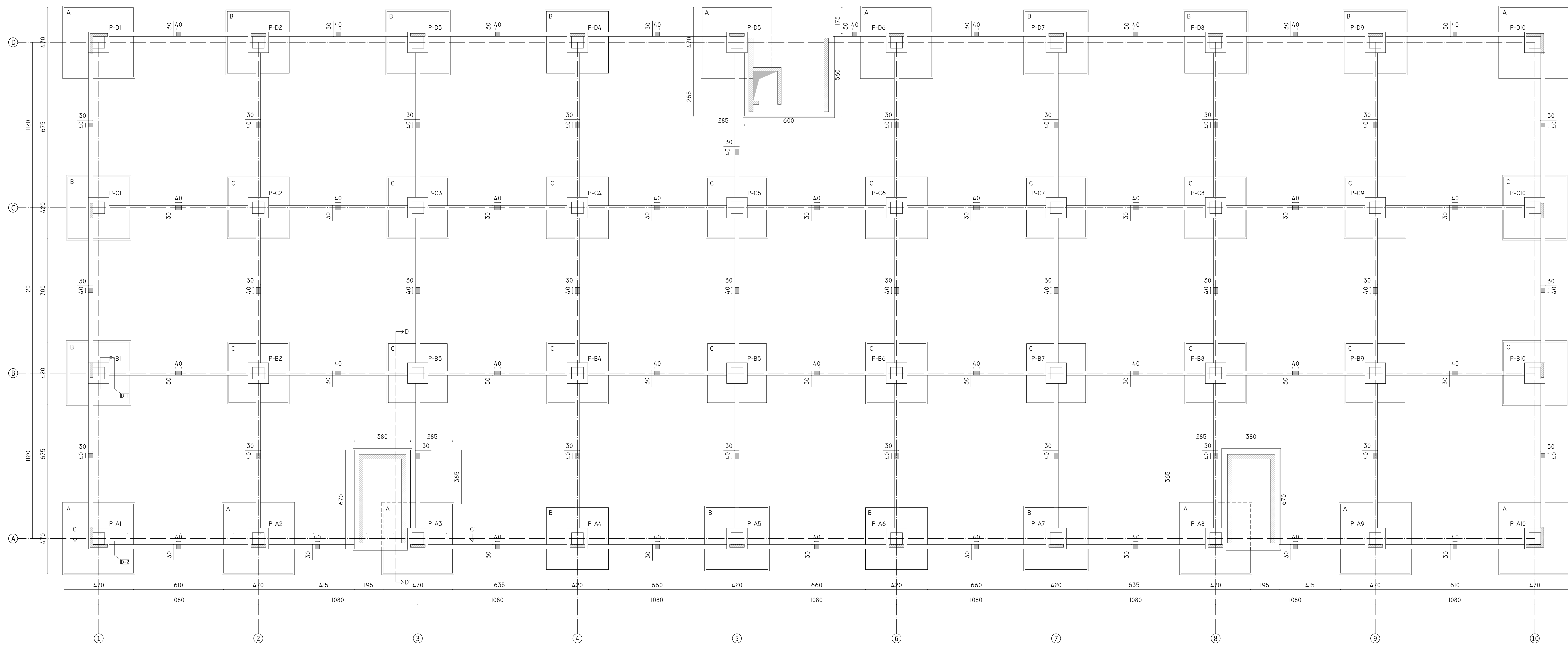
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO
PREFABBRICATO
AD USO COMMERCIALE

TITOLO ELABORATO

DETTAGLI DI CARPENTERIA



DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:50	ESECUTIVI	5

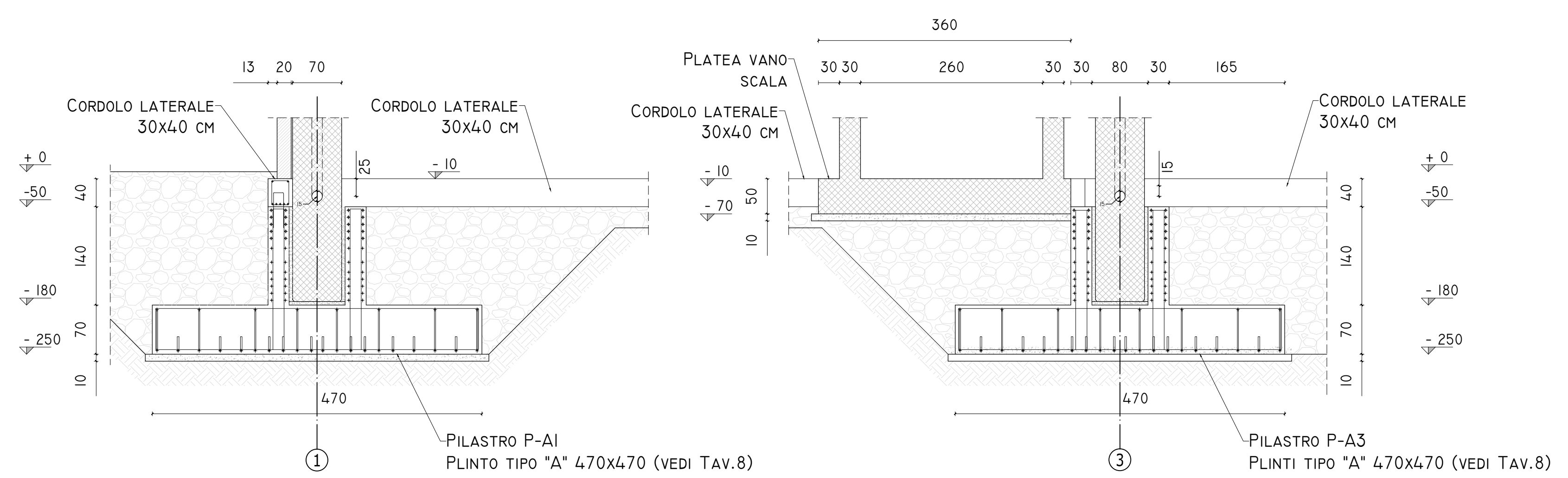


LEGENDA

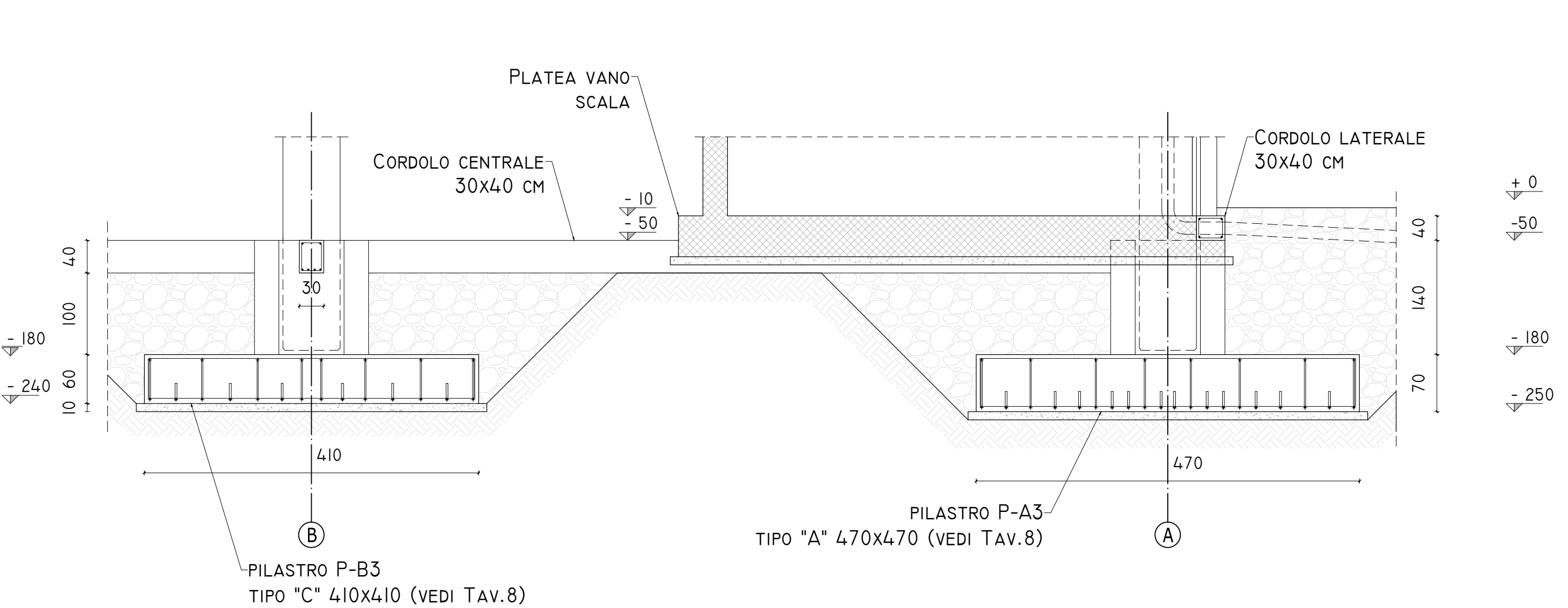
TIPO	DIMENSIONI
A	470 x 470 x 70
B	420 x 420 x 50
C	410 x 410 x 60

POSIZIONE	TIPO	POSIZIONE	TIPO
P-A1	A	P-C1	B
P-A2	A	P-C2	C
P-A3	A	P-C3	C
P-A4	B	P-C4	C
P-A5	B	P-C5	C
P-A6	B	P-C6	C
P-A7	B	P-C7	C
P-A8	A	P-C8	C
P-A9	A	P-C9	C
P-A10	A	P-C10	B
P-B1	B	P-D1	A
P-B2	C	P-D2	B
P-B3	C	P-D3	B
P-B4	C	P-D4	B
P-B5	C	P-D5	A
P-B6	C	P-D6	A
P-B7	C	P-D7	B
P-B8	C	P-D8	B
P-B9	C	P-D9	B
P-D10	A	P-D10	A

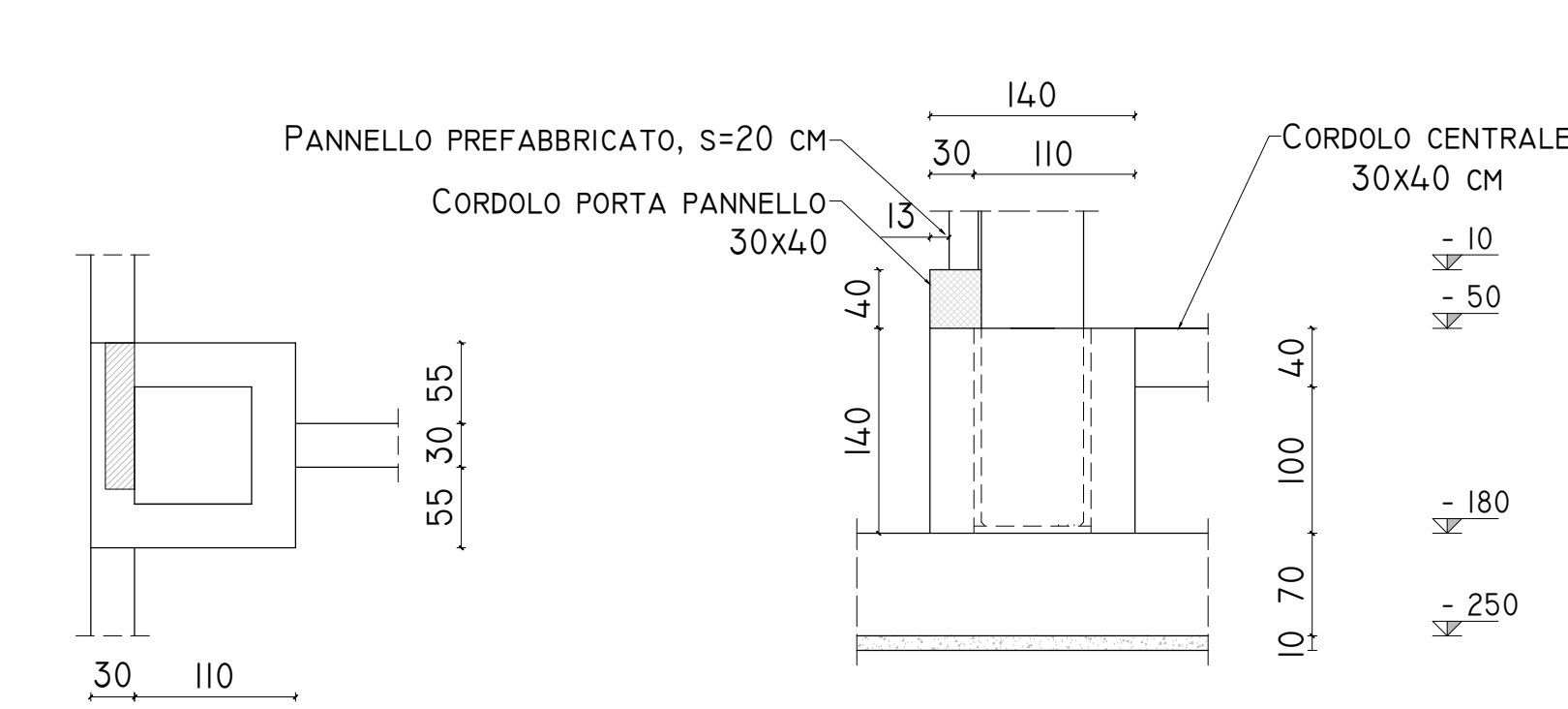
SEZIONE C-C' SCALA 1:50



SEZIONE D-D' SCALA 1:50



DETTAGLIO: D-1 SCALA 1:50



DETTAGLIO: D-2 SCALA 1:50

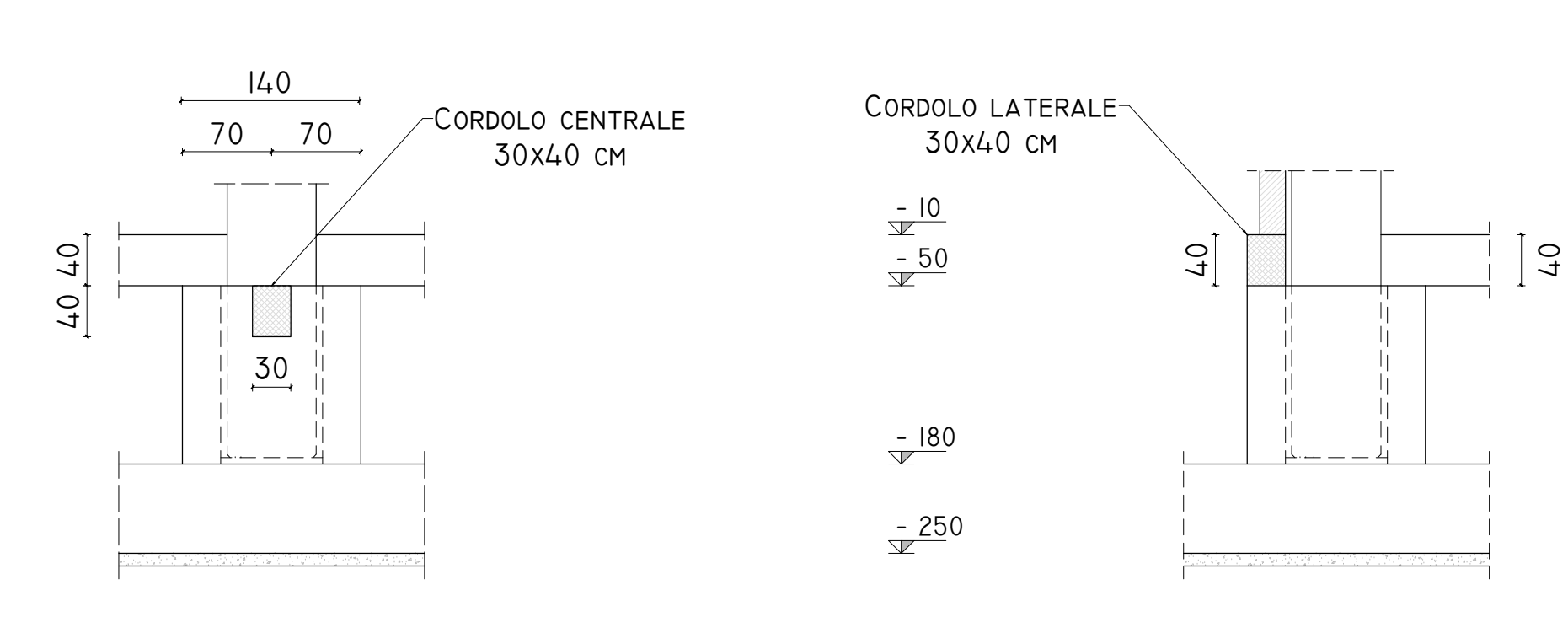


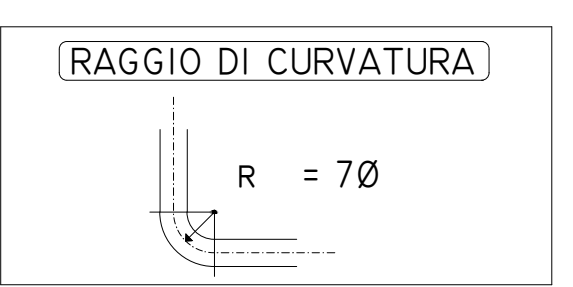
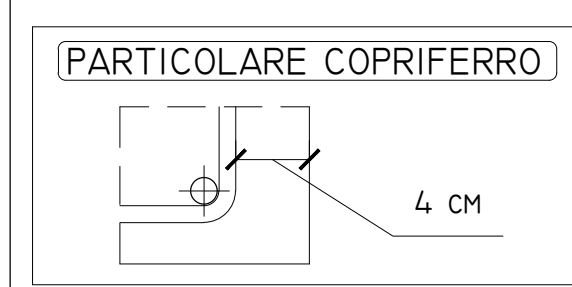
TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO			
CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
FONDAZIONI	XC4	C25-30	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO		
CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_k	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_k
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

PRESCRIZIONI

- LA QUOTA ZERO È RIFERITA AL PAVIMENTO FINITO INTERNO DELL'EDIFICIO
- IL MAGNONE ANDRÀ GETTATO CON RETE 8 PASSO 20/20 SOLO SE IL RAPPORTO 1/h RISULTA MAGGIORE DI 1
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- LA PIEGATURA DELLE STAFFE VA EFFETTUATA VERSO L'INTERNO CON ANGOLO 135°.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 3 CM.
- RAGGI DI CURVATURA MINIMI DEI MANDRINI > 4Φ (CON Φ<16). > 7Φ (CON Φ>16).



POLITECNICO DI MILANO
 SCUOLA DI INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

Corso di studi di INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE
 Anno accademico 2013-2014

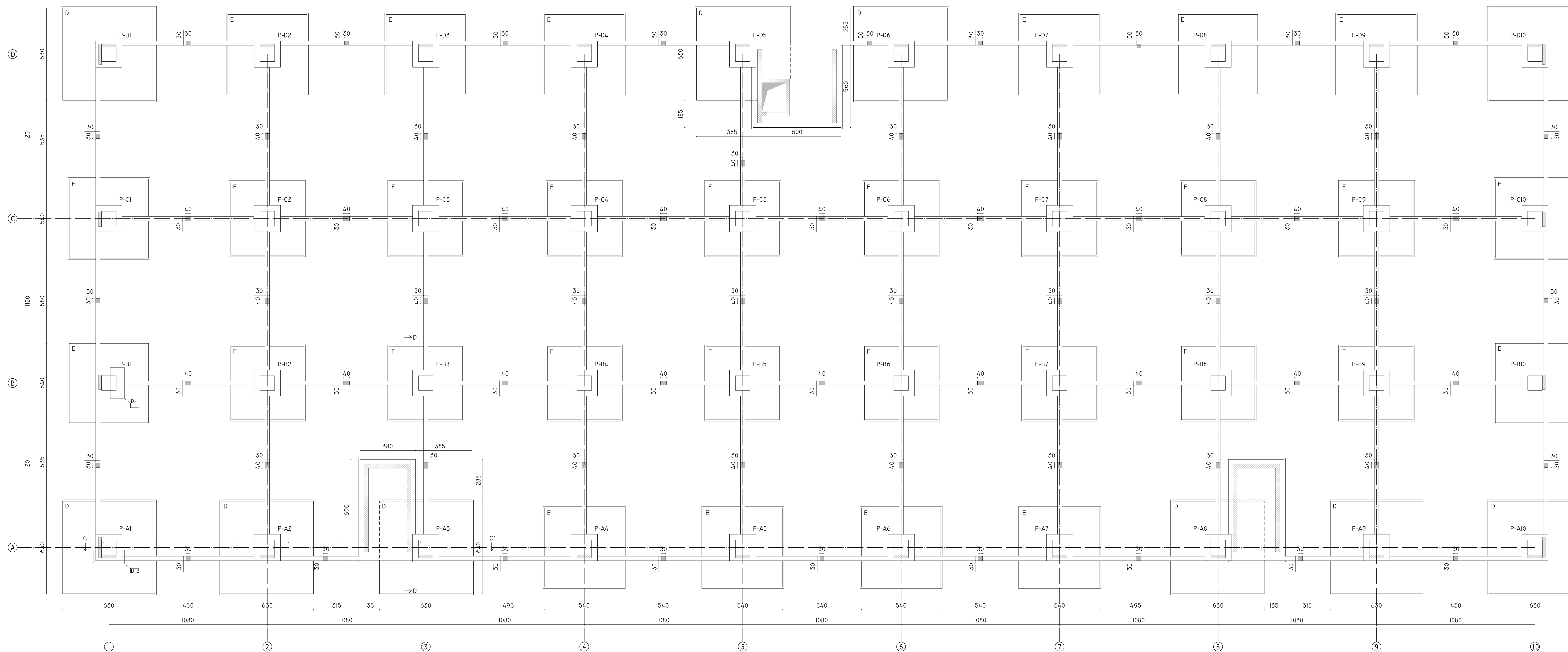
Relatore: Tattoni Sergio
 Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa mat. 787173

OGGETTO
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO PREFABBRICATO AD USO COMMERCIALE

TITOLO ELABORATO
PIANTA DELLE FONDAZIONI
 (Progettazione alle forze)

DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	varie	ESECUTIVI FONDAZIONI	6

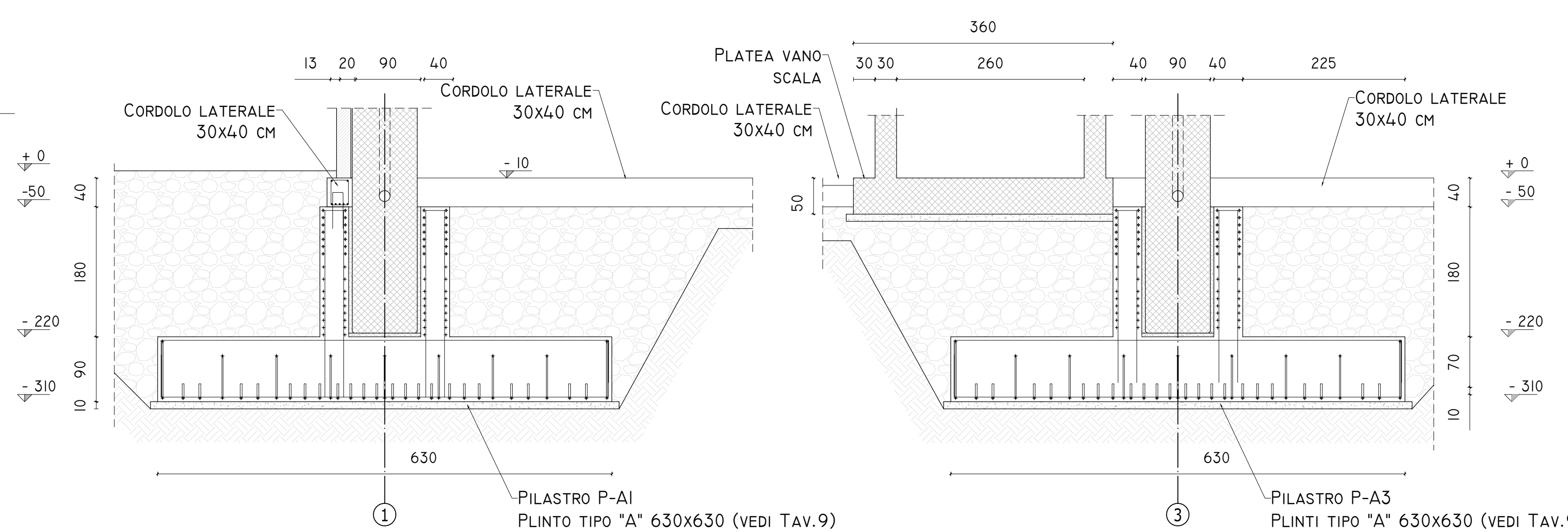


LEGENDA

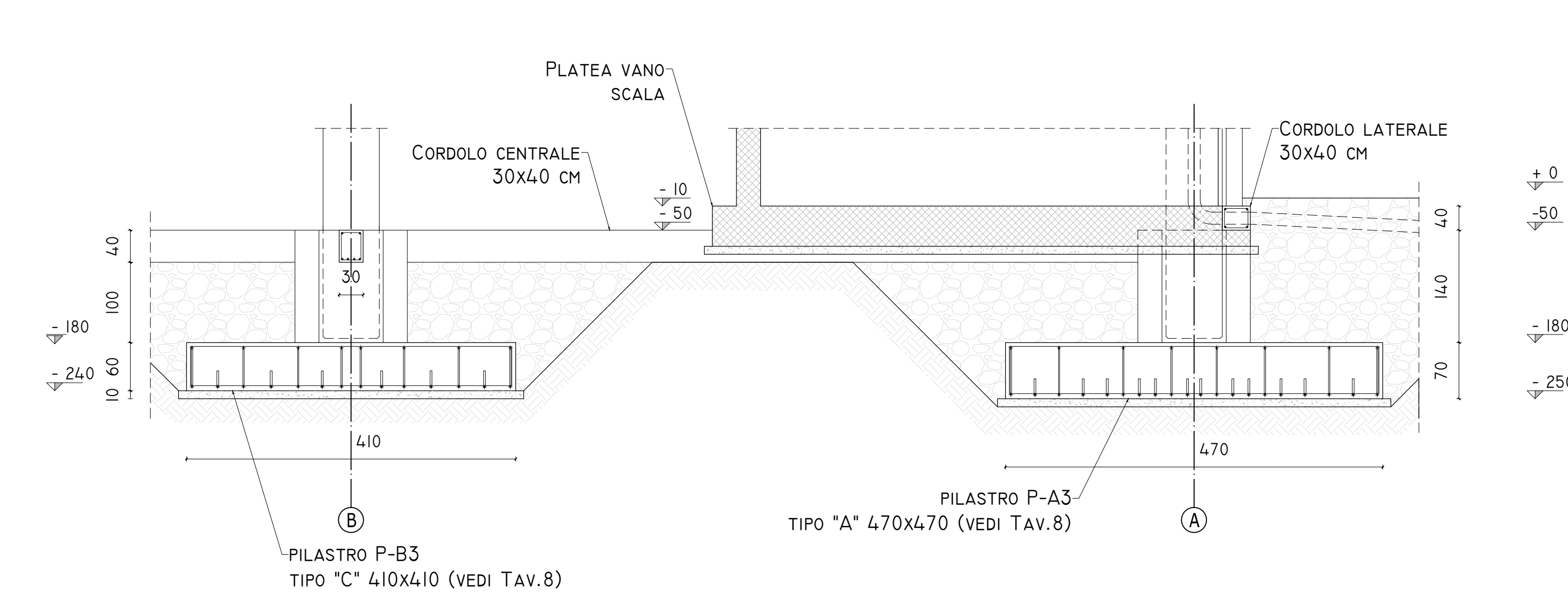
TIPO	DIMENSIONI
D	630 x 630 x 90
E	540 x 540 x 70
F	500 x 500 x 70

POSIZIONE	TIPO	POSIZIONE	TIPO
P-A1	D	P-C1	E
P-A2	D	P-C2	F
P-A3	D	P-C3	F
P-A4	E	P-C4	F
P-A5	E	P-C5	F
P-A6	E	P-C6	F
P-A7	E	P-C7	F
P-A8	D	P-C8	F
P-A9	D	P-C9	F
P-A10	D	P-C10	E
P-B1	E	P-D1	D
P-B2	F	P-D2	E
P-B3	F	P-D3	E
P-B4	F	P-D4	E
P-B5	F	P-D5	D
P-B6	F	P-D6	D
P-B7	F	P-D7	E
P-B8	F	P-D8	E
P-B9	F	P-D9	E
P-B10	E	P-D10	D

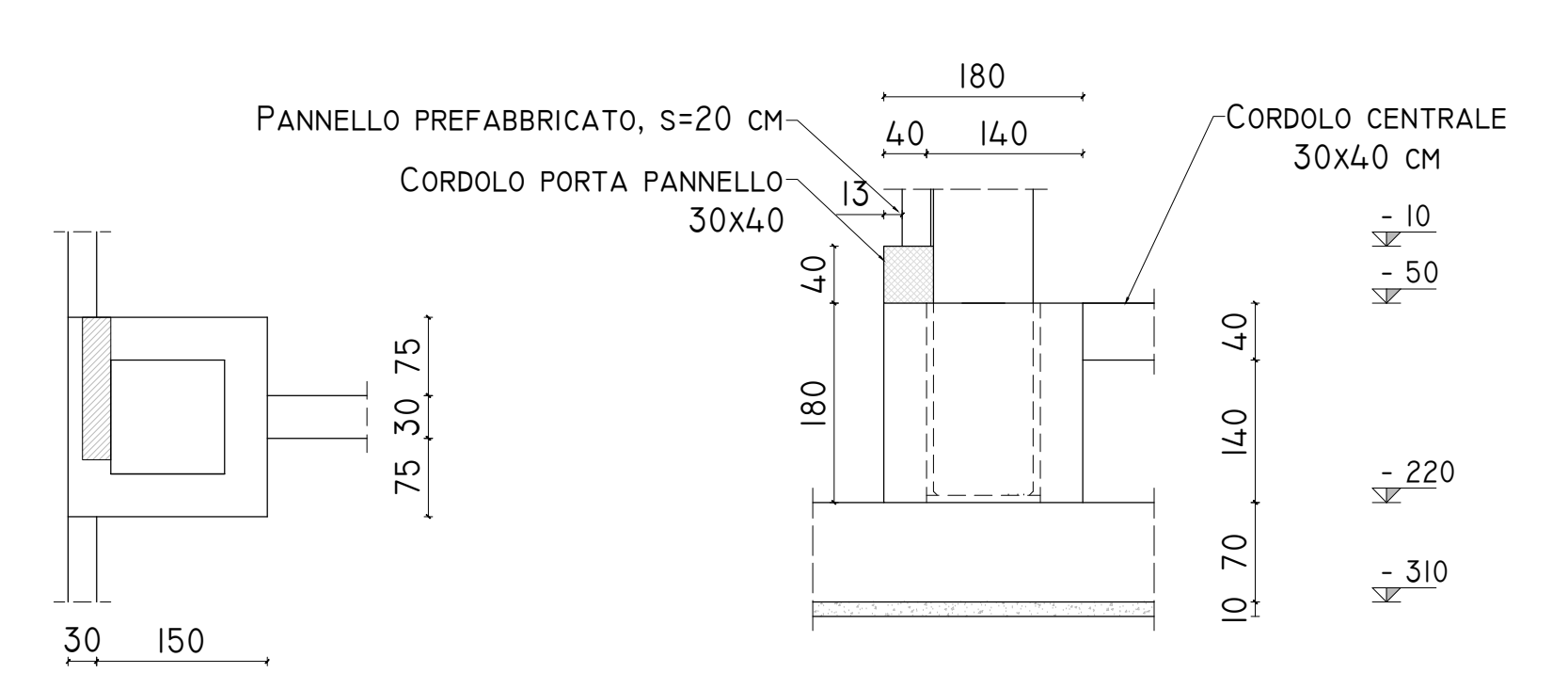
SEZIONE C-C' SCALA 1:50



SEZIONE D-D' SCALA 1:50



DETTAGLIO: D-1 SCALA 1:50



DETTAGLIO: D-2 SCALA 1:50

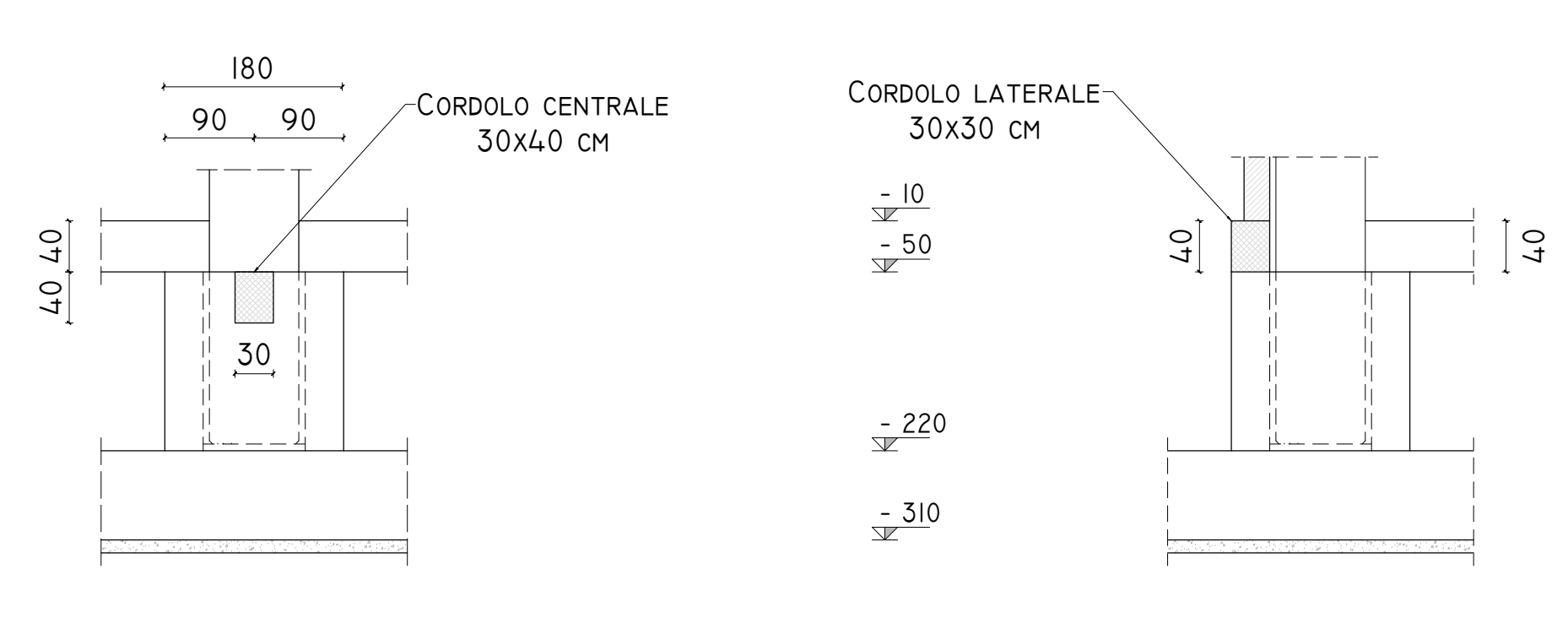


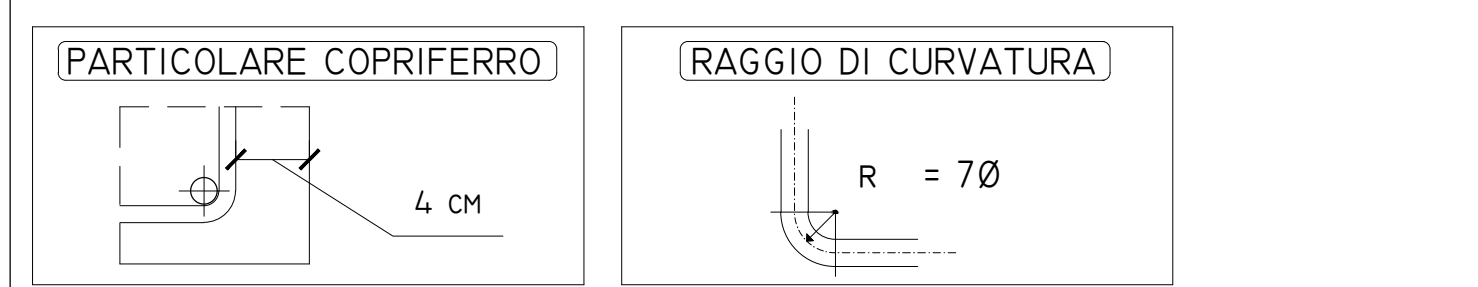
TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO			
CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
FONDAZIONI	XC4	C25-30	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO		
CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_k	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_k
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

PRESCRIZIONI

- LA QUOTA ZERO È RIFERITA AL PAVIMENTO FINITO INTERNO DELL'EDIFICIO
- IL MAGRONE ANDRÀ GETTATO CON RETE 8 PASSO 20/20 SOLO SE IL RAPPORTO l/h RISULTA MAGGIORE DI 1
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- LA PIEGATURA DELLE STAFFE VA EFFETTUATA VERSO L'INTERNO CON ANGOLO 135°.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 3 CM.
- RAGGI DI CURVATURA MINIMI DEI MANDRINI $>4\phi$ (CON $\phi < 16$), $>7\phi$ (CON $\phi > 16$).



POLITECNICO DI MILANO
 SCUOLA DI INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

Corso di studi di INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE
 Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio
 Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa mat. 787173

OGGETTO
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO PREFABBRICATO AD USO COMMERCIALE

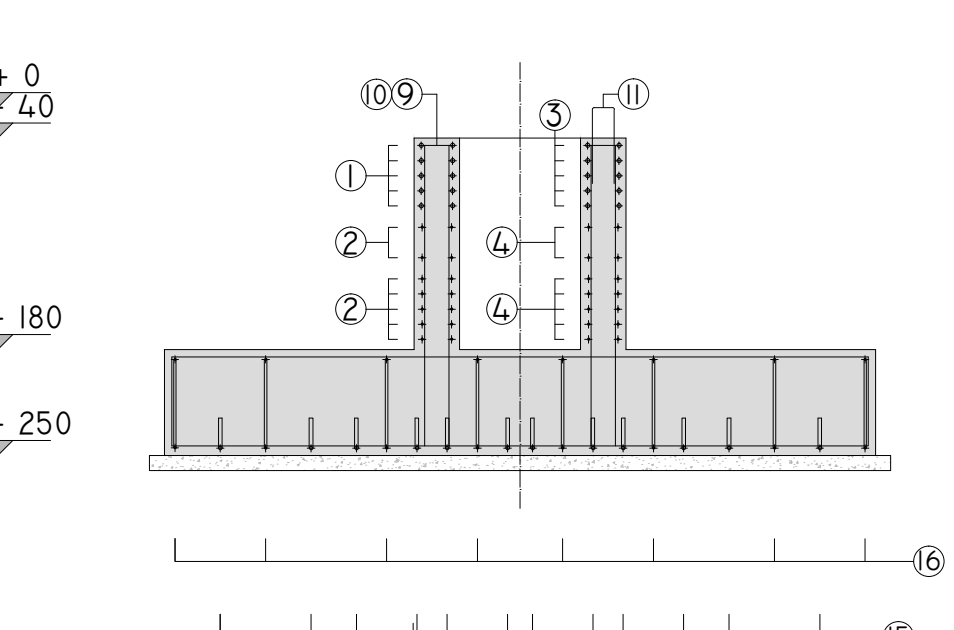
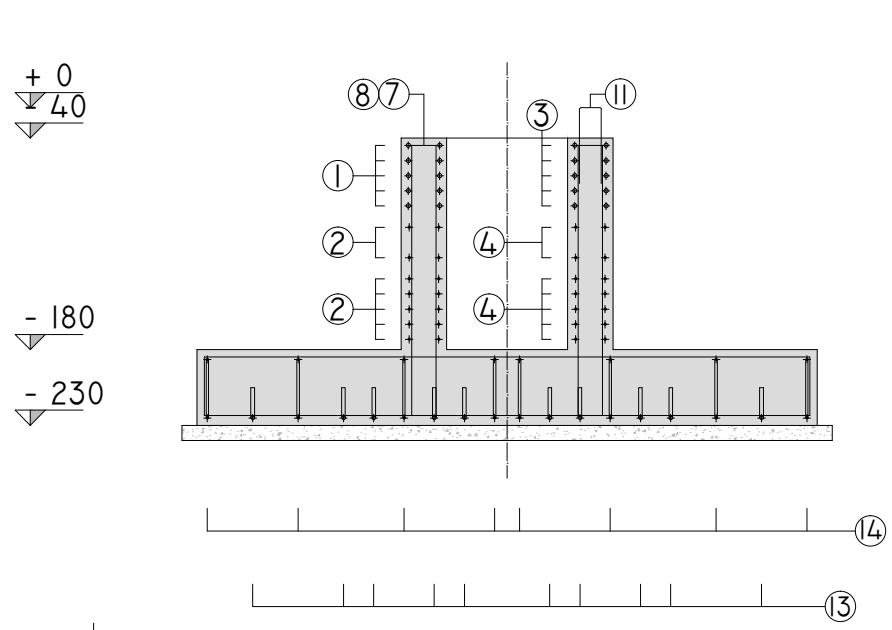
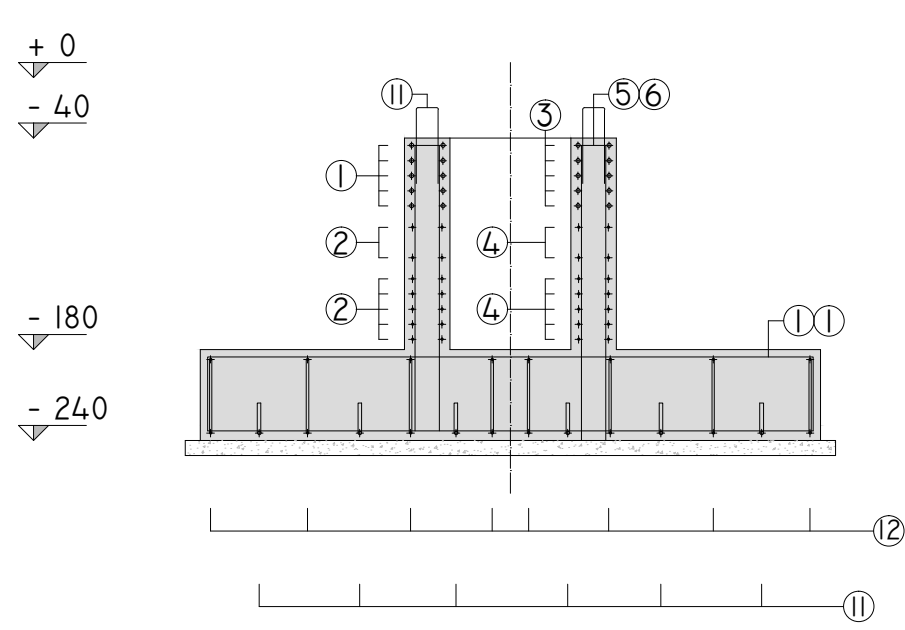
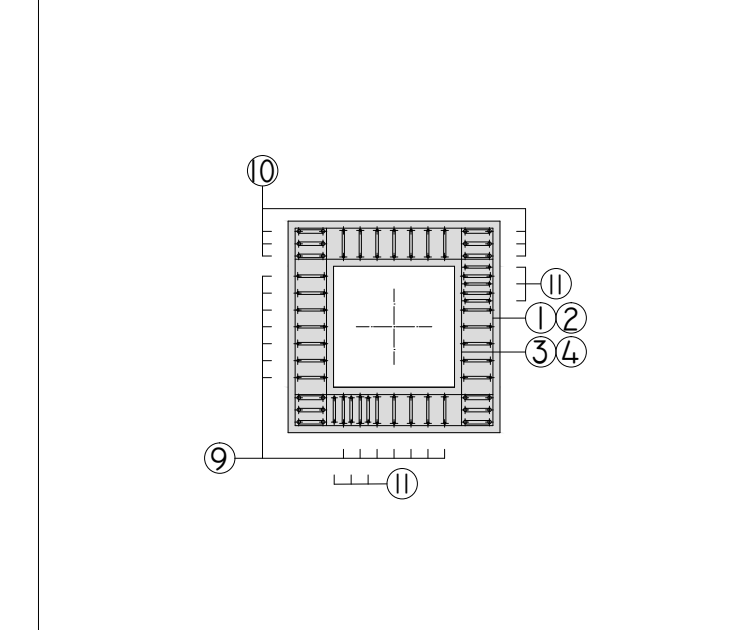
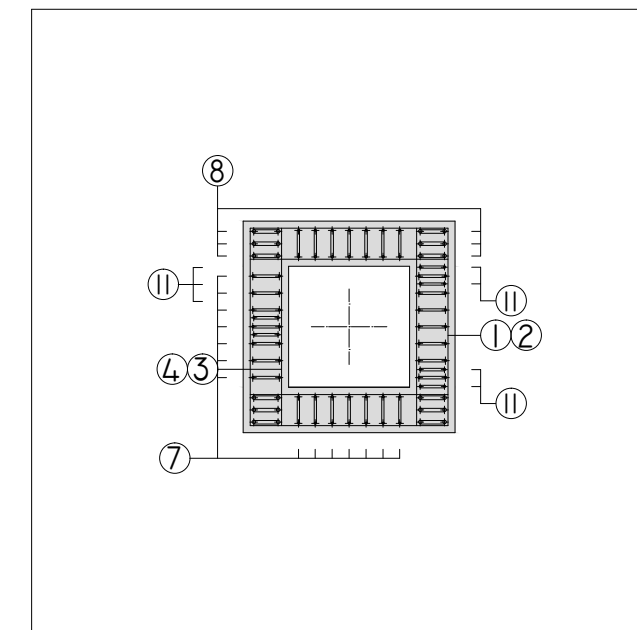
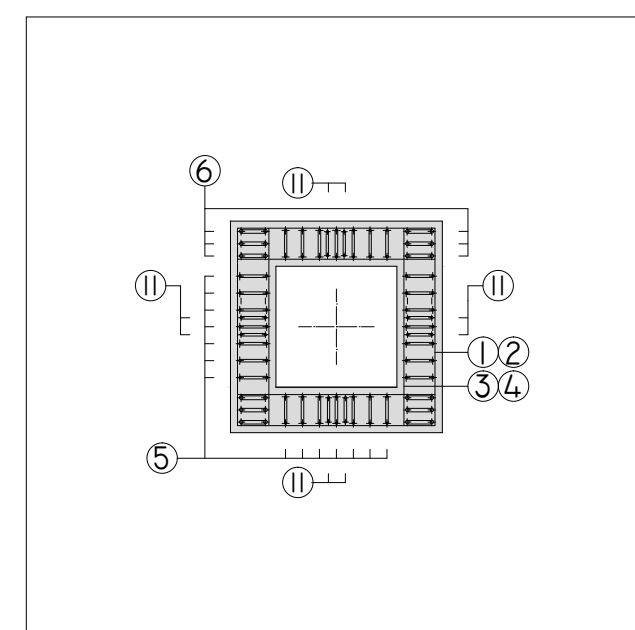
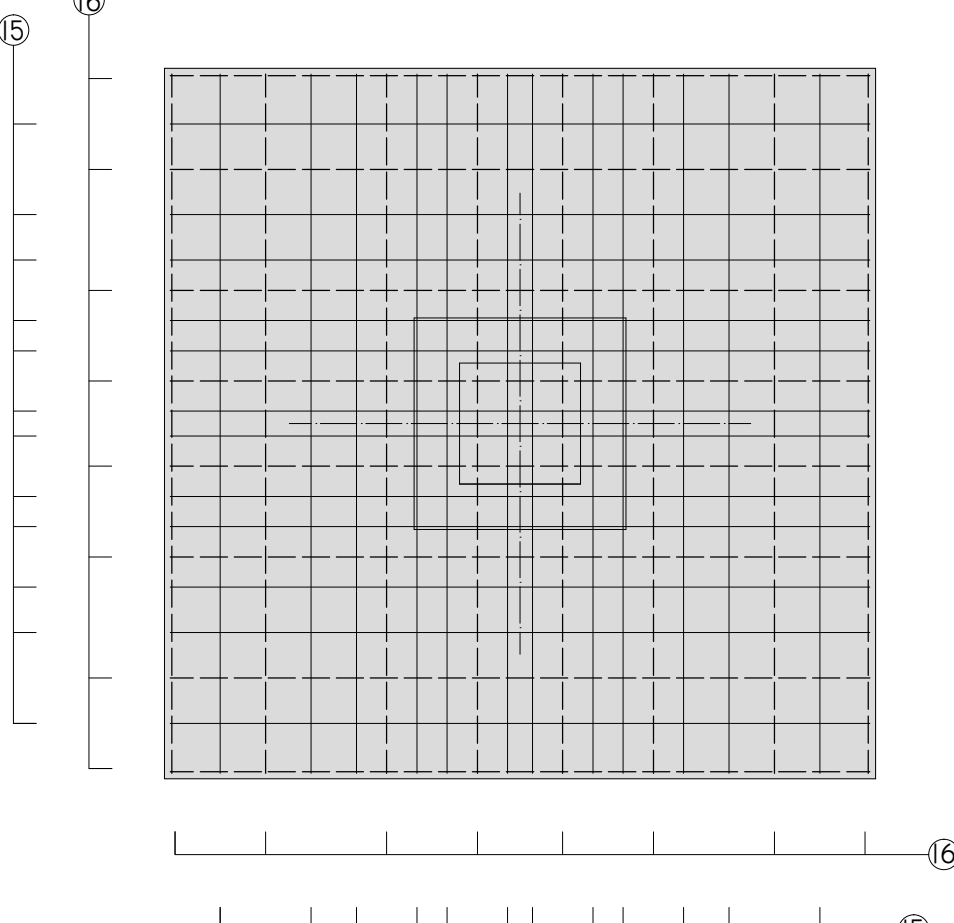
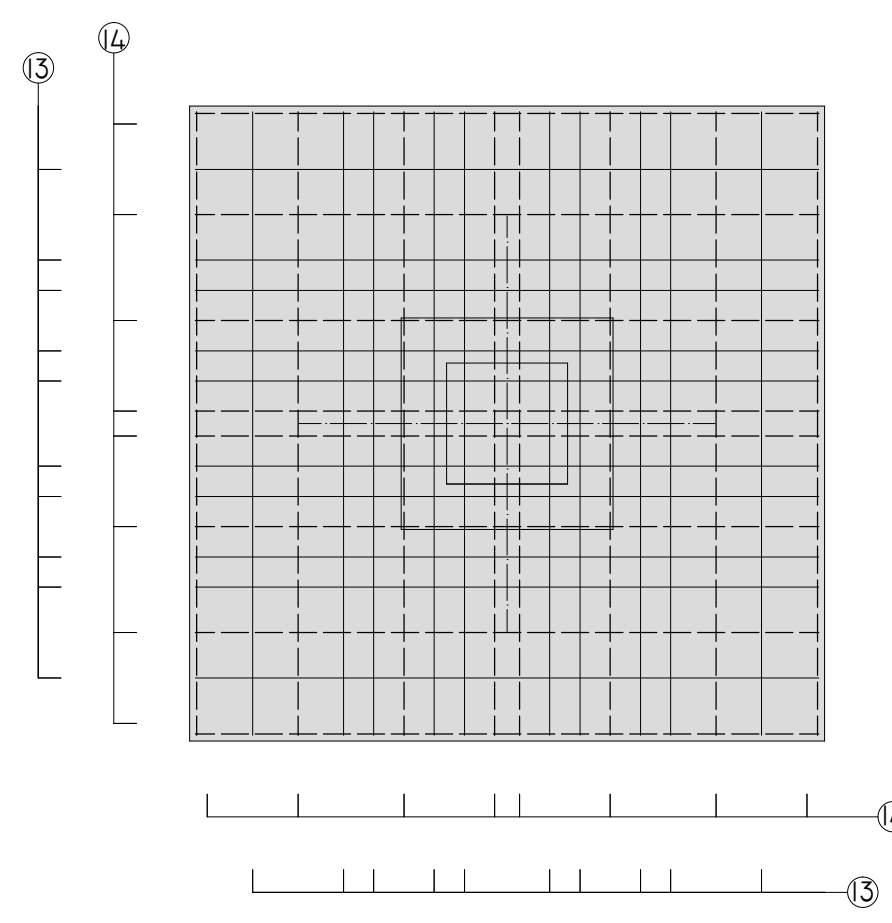
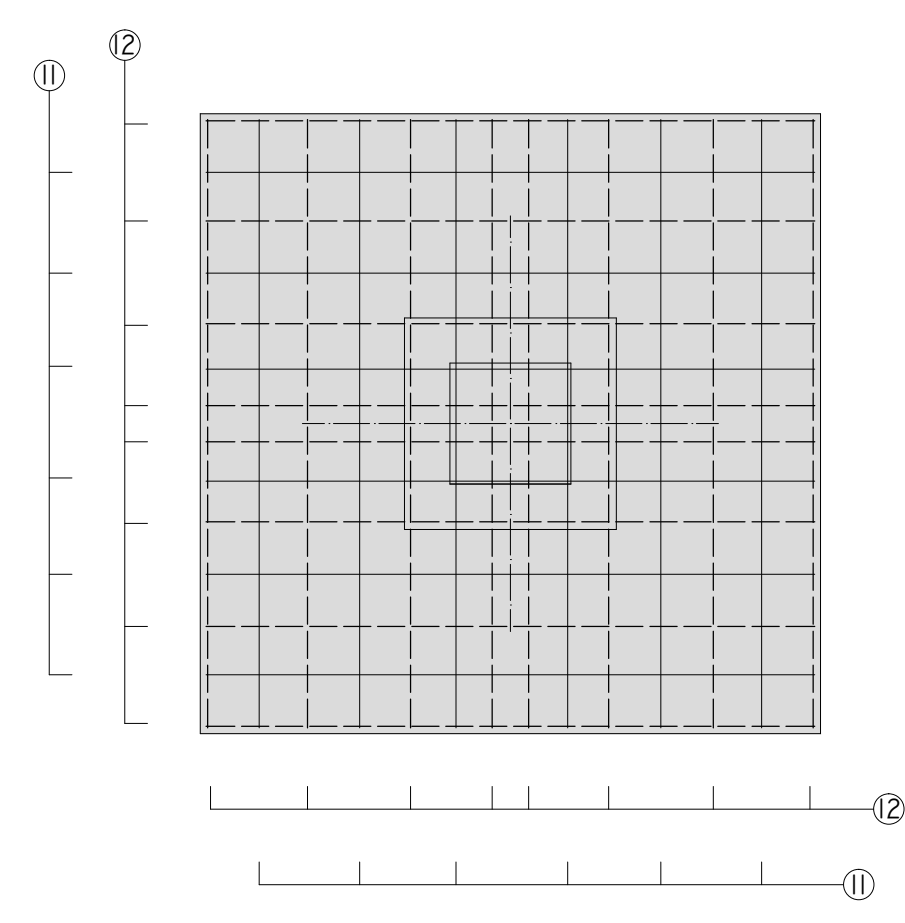
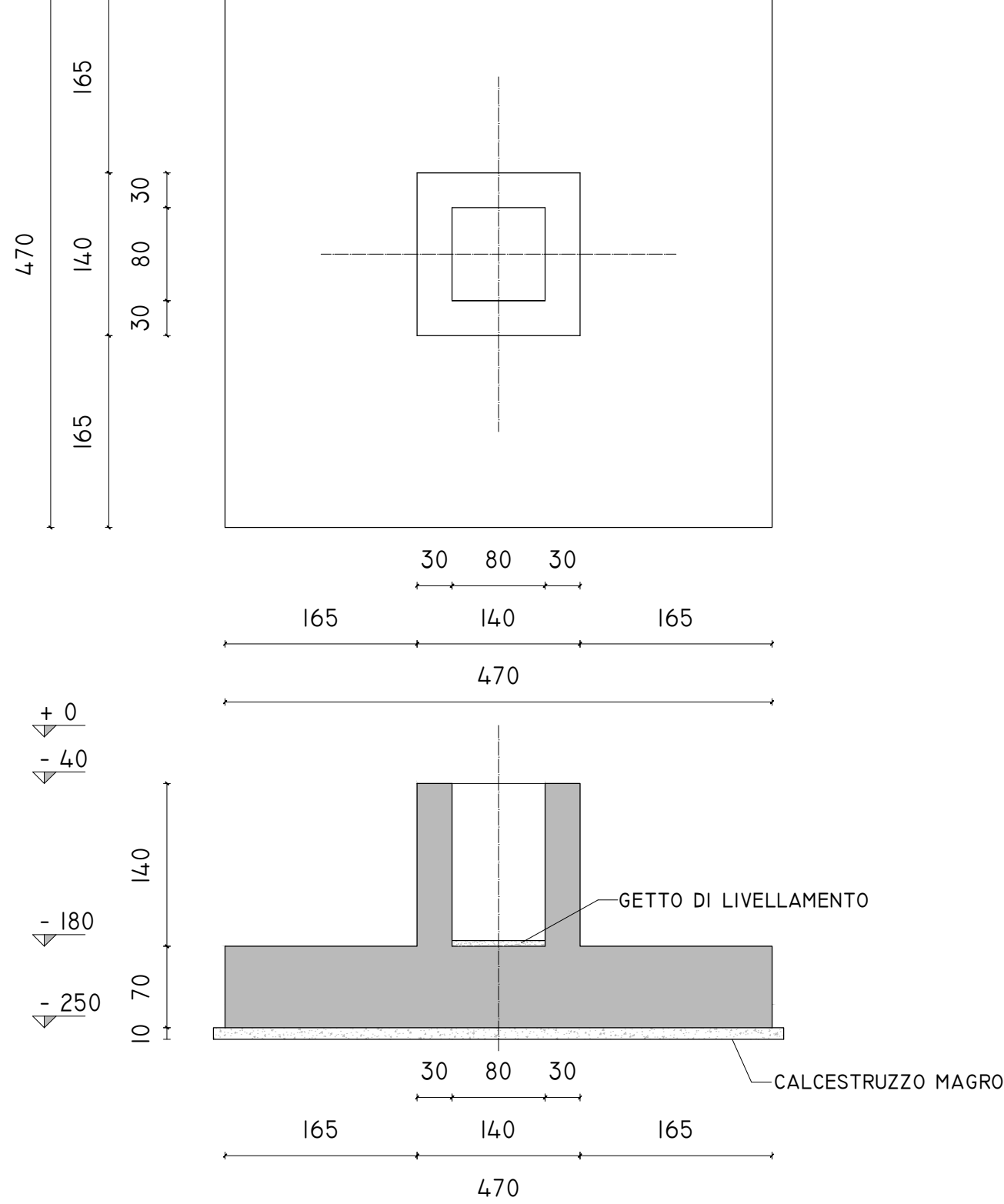
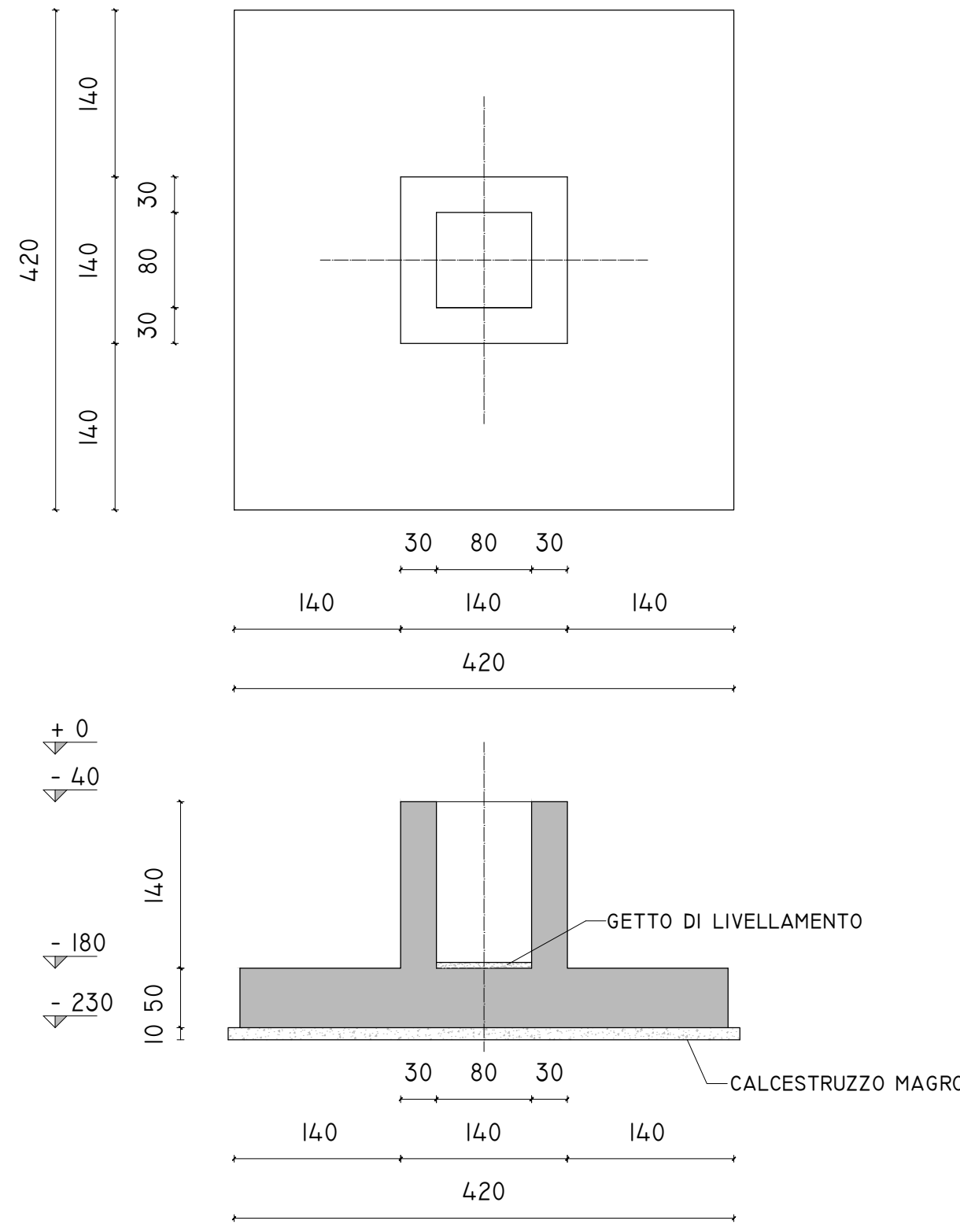
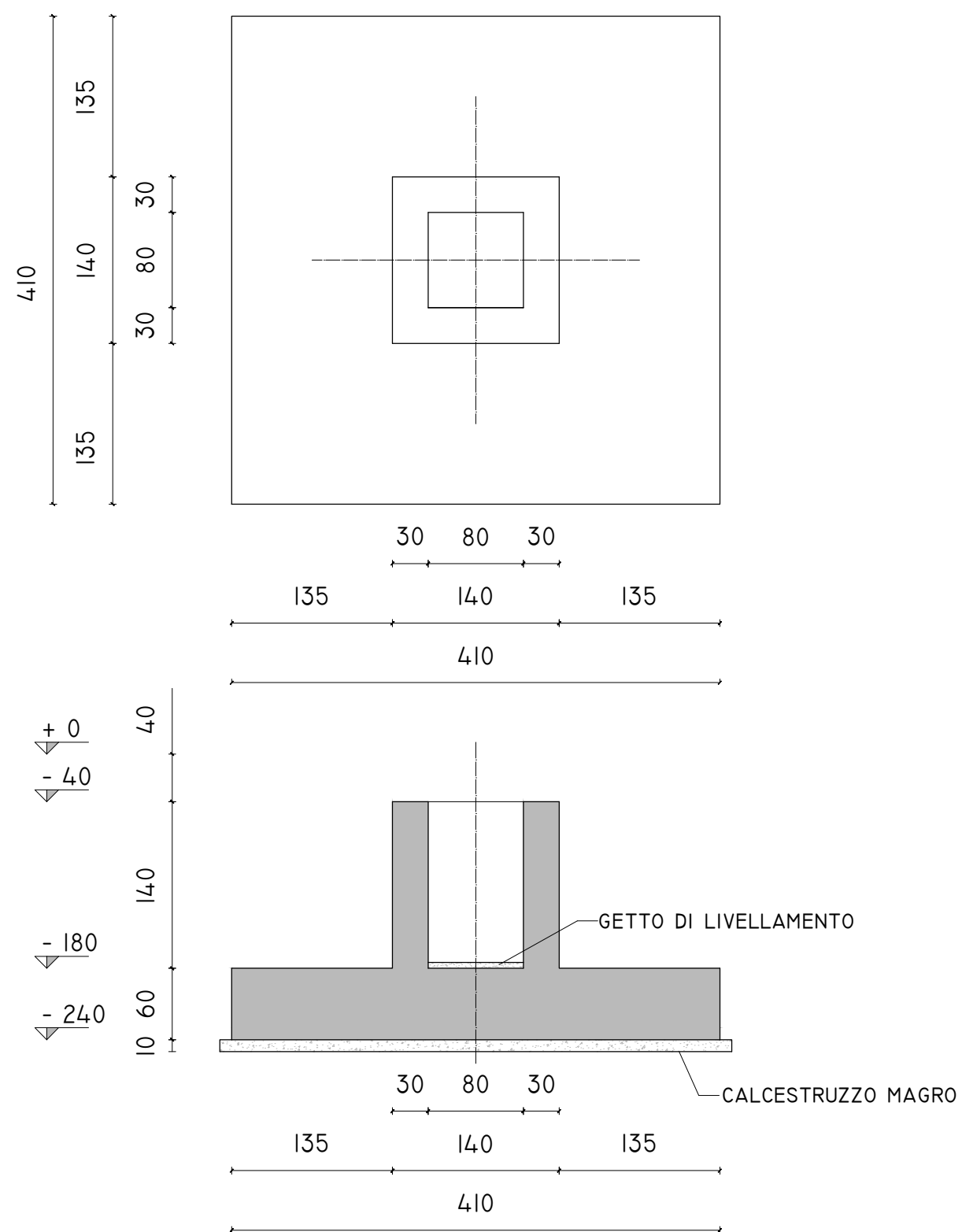
TITOLO ELABORATO
PIANTA DELLE FONDAZIONI
 (Progettazione agli spostamenti)

DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	varie	ESECUTIVI FONDAZIONI	7

PLINTO CENTRALE

PLINTO LATERALE

PLINTO D'ANGOLO



POSIZIONE	TIPO
P-A1	A
P-A2	A
P-A3	A
P-A4	L
P-A5	L
P-A6	L
P-A7	L
P-A8	A
P-A9	A
P-A10	A
P-B1	L
P-B2	C
P-B3	C
P-B4	C
P-B5	C
P-B6	C
P-B7	C
P-B8	C
P-B9	C
P-B10	L

POSIZIONE	TIPO
P-C1	L
P-C2	C
P-C3	C
P-C4	C
P-C5	C
P-C6	C
P-C7	C
P-C8	C
P-C9	C
P-C10	L
P-D1	A
P-D2	L
P-D3	L
P-D4	L
P-D5	A
P-D6	A
P-D7	L
P-D8	L
P-D9	L
P-D10	A

DISTINTA DEI FERRI

BICCHIERE

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
1	5	26	572	119	
2	7	16	572	63	
3	5	26	178	37	
4	7	16	178	20	
5	7X4	16	426	188	
6	3X4	24	426	182	
7	7X4	16	416	184	
8	3X4	24	416	177	
9	7X4	16	456	201	
10	3X4	24	456	194	
11	2	16	75	2	

PESO ACCIAIO 1367 Kg
VOLUME CALCESTRUZZO 1.85 m³

CIABATTA

PLINTO CENTRALE

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
11	6X2	24	462	197	
12	8X2	16	928	234	

PESO ACCIAIO 431 Kg
VOLUME CALCESTRUZZO 10.1 m³

PLINTO LATERALE

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
13	10X2	24	472	335	
14	8X2	16	928	234	

PESO ACCIAIO 570 Kg
VOLUME CALCESTRUZZO 8.8 m³

PLINTO D'ANGOLO

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
15	12X2	24	522	445	
16	8X2	16	1068	270	

PESO ACCIAIO 715 Kg
VOLUME CALCESTRUZZO 15.5 m³

TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO

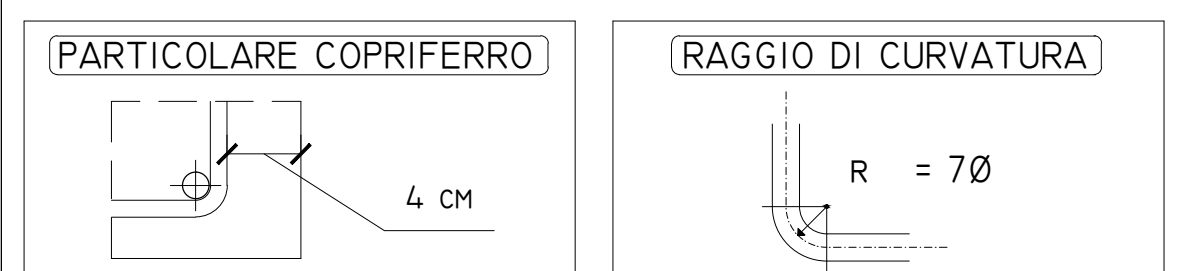
CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
FONDAZIONI	XC4	C25-30	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_{yk}	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_{tk}
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

PRESCRIZIONI

- LA QUOTA ZERO È RIFERITA AL PAVIMENTO FINITO INTERNO DELL'EDIFICIO
- IL MAGRONE ANDRÀ GETTATO CON RETE 8 PASSO 20/20 SOLO SE IL RAPPORTO l/h RISULTA MAGGIORE DI 1
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- LA PIEGATURA DELLE STAFFE VA EFFETTUATA VERSO L'INTERNO CON ANGOLO 135°.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 4 CM.
- RAGGI DI CURVATURA MINIMI DEI MANDRINI $>4\Phi$ (CON $\Phi < 16$).
 $>7\Phi$ (CON $\Phi > 16$).



POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA
EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE

Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio
Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa
mat. 787173

OGGETTO

PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO
PREFABBRICATO
AD USO COMMERCIALE



PLINTI DI FONDAZIONE

(Progettazione alle forze)

TITOLO ELABORATO	DATA	SCALA	ELABORATO	N°
PLINTI DI FONDAZIONE	2/10/2014	1:50	ESECUTIVI FONDAZIONI	8

PLINTO CENTRALE

PLINTO LATERALE

PLINTO D'ANGOLO

TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO

CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
FONDAZIONI	XC4	C25-30	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_{yk}	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_{tk}
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

DISTINTA DEI FERRI

BICCHIERE

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
1	7	26	700	204	
2	9	16	700	99	
3	7	26	210	61	
4	9	16	210	30	
5	11x4	16	548	380	
6	4x4	28	548	424	
7	11x4	16	548	380	
8	4x4	28	548	424	
9	11x4	16	588	408	
10	4x4	28	588	455	
PESO ACCIAIO				2874	KG
VOLUME CALCESTRUZZO				4.03	M³

CIABATTA

PLINTO CENTRALE

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
11	11x2	28	552	587	
12	7x2	16	1128	249	
PESO ACCIAIO				836	KG
VOLUME CALCESTRUZZO				17.5	M³

PLINTO CENTRALE

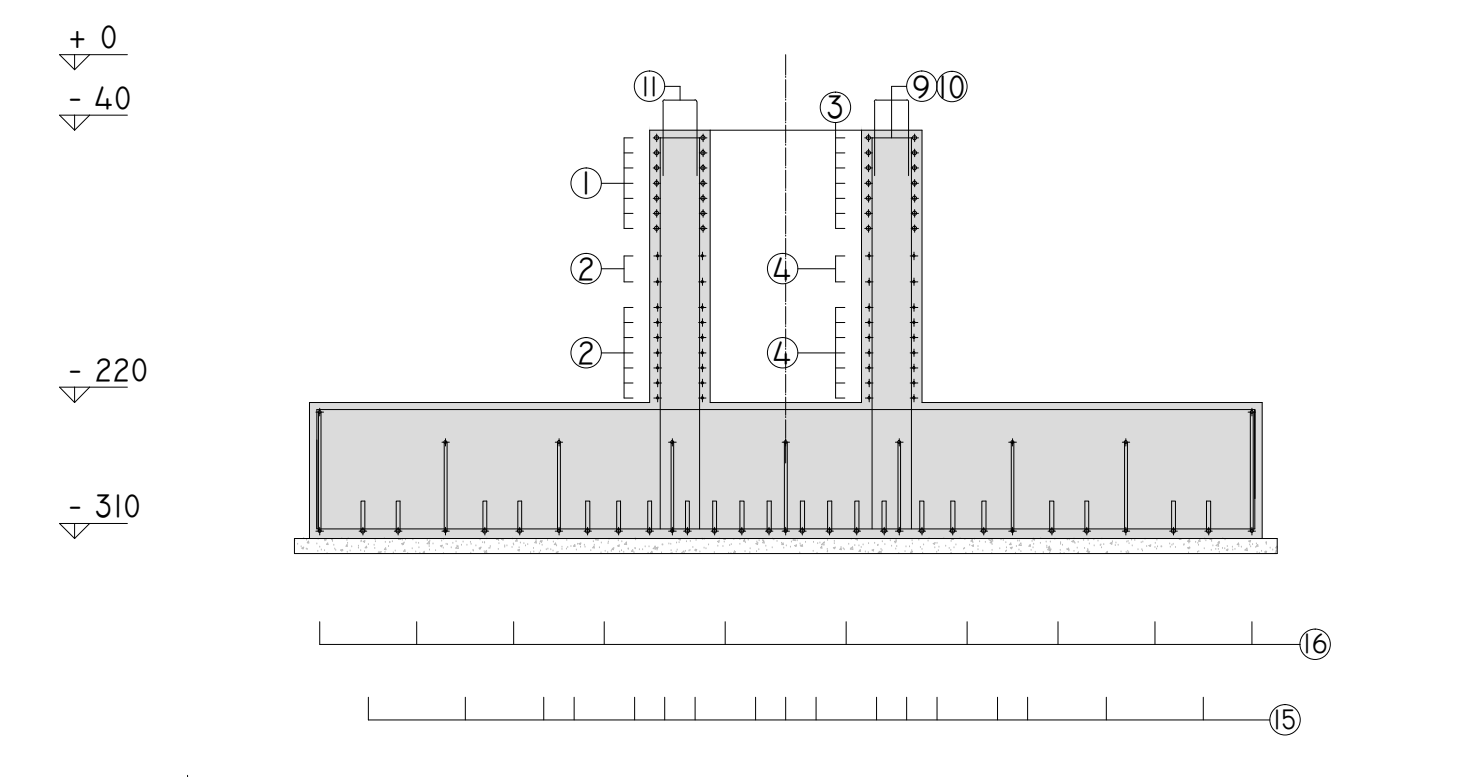
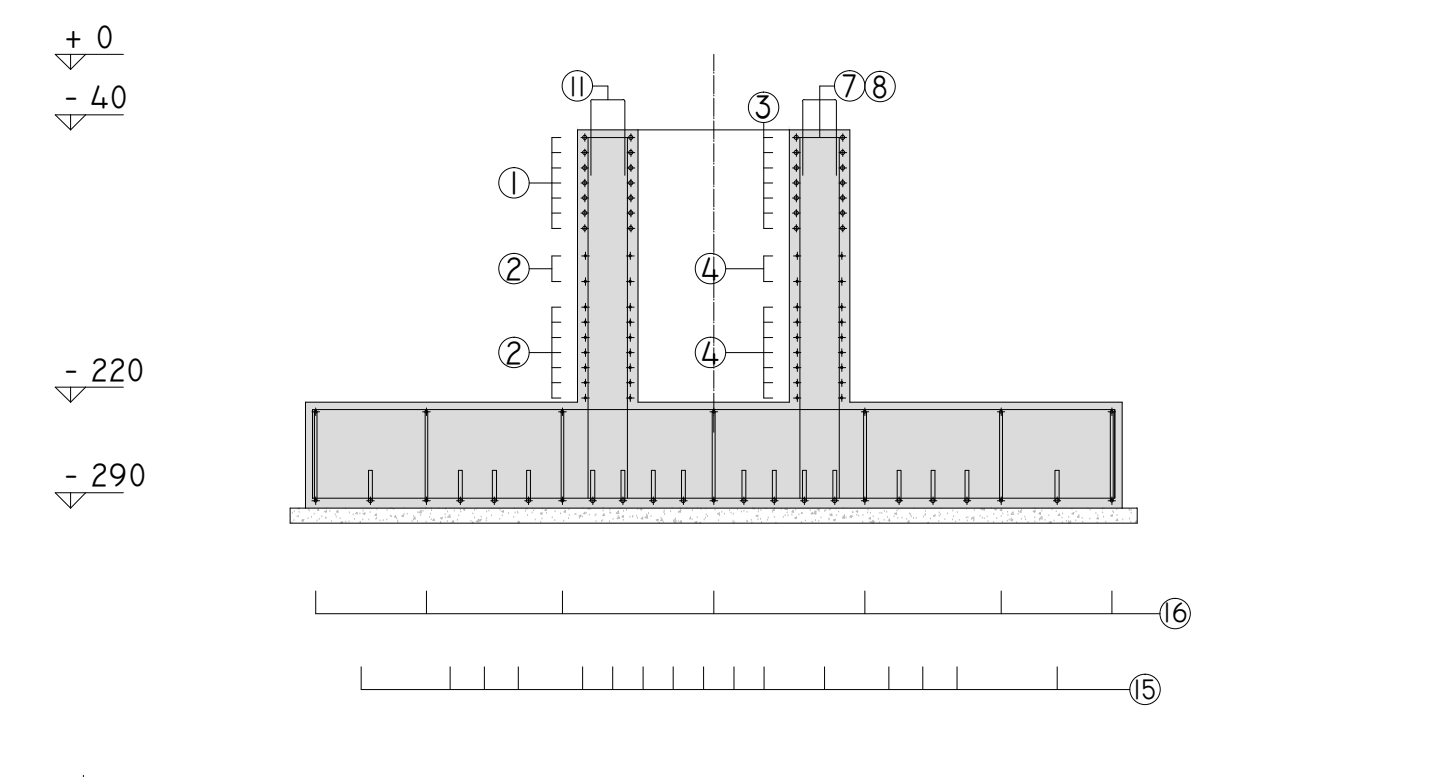
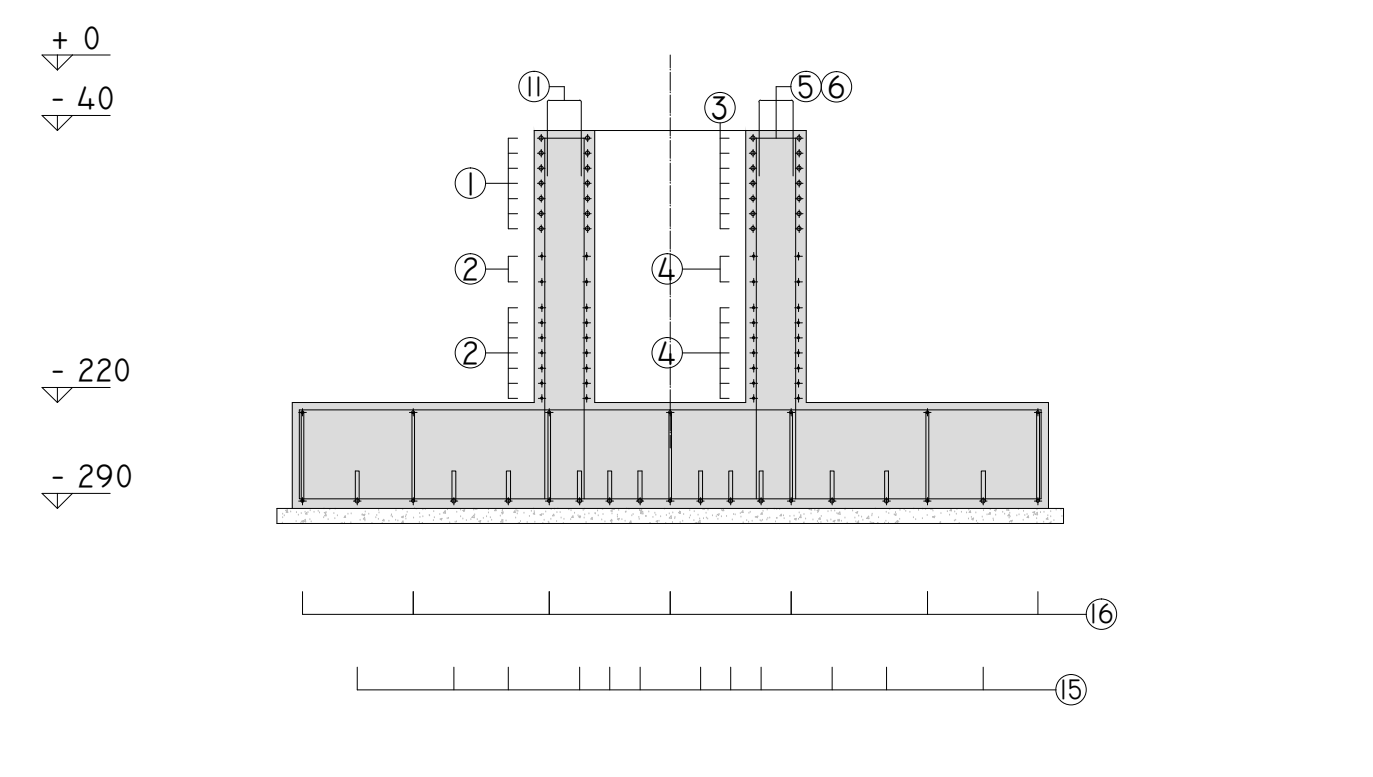
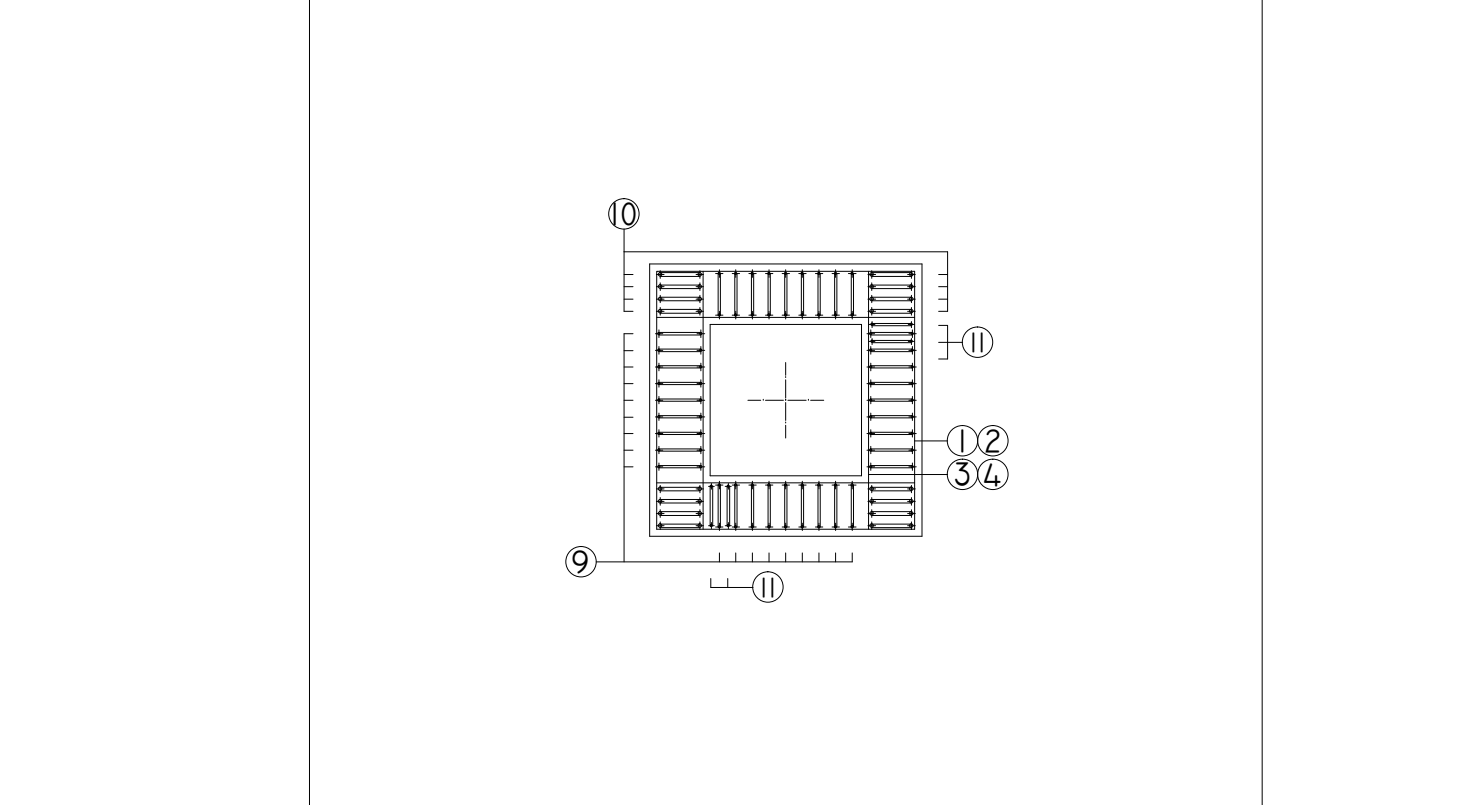
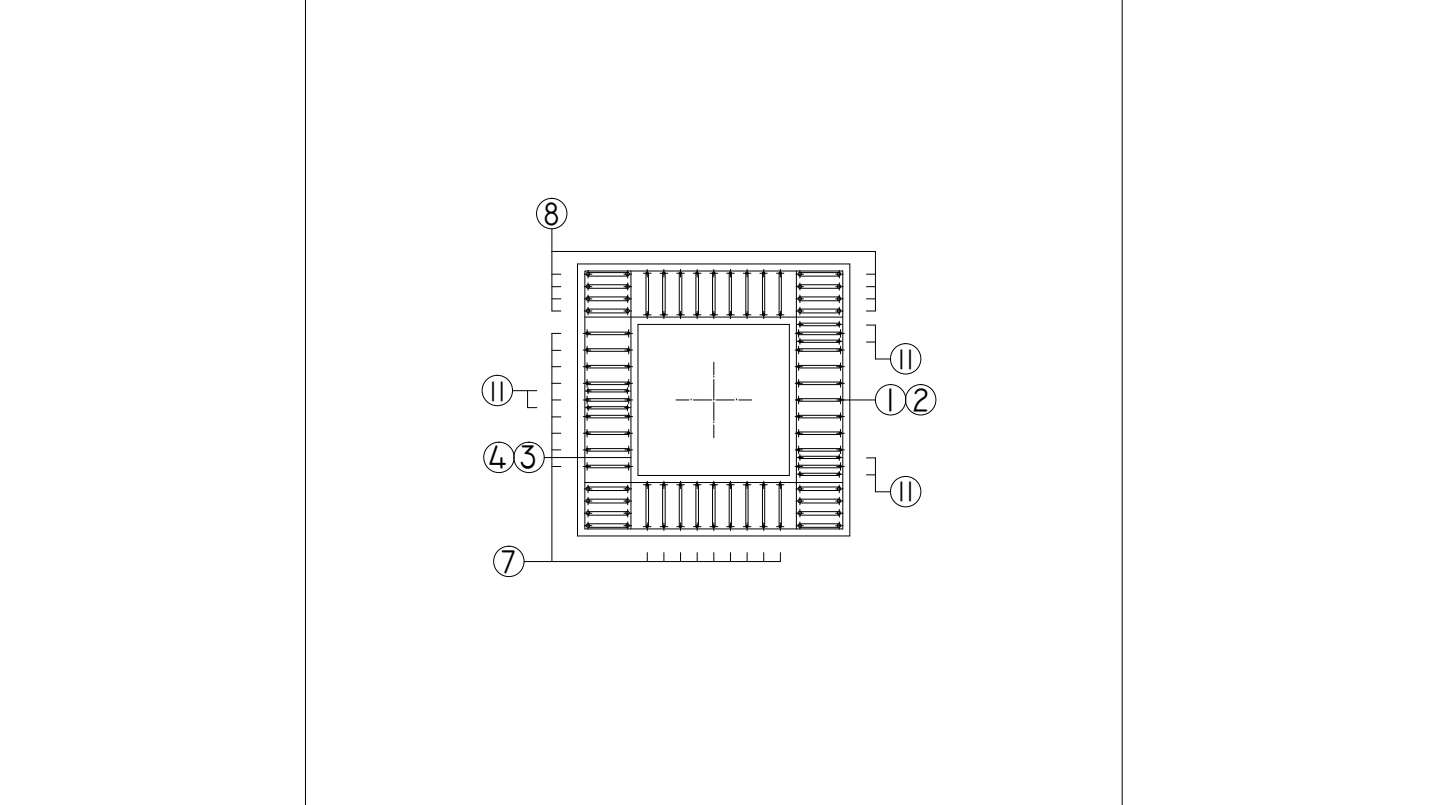
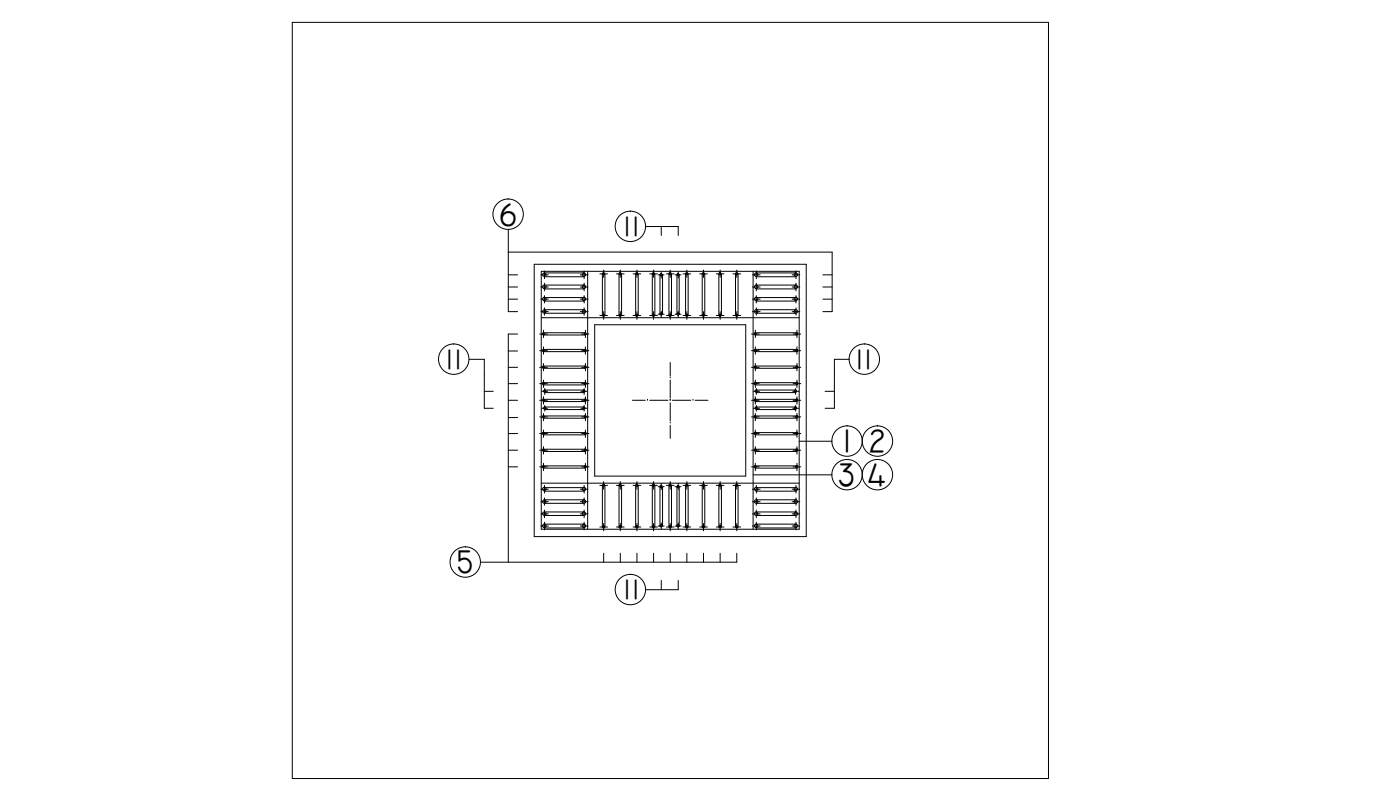
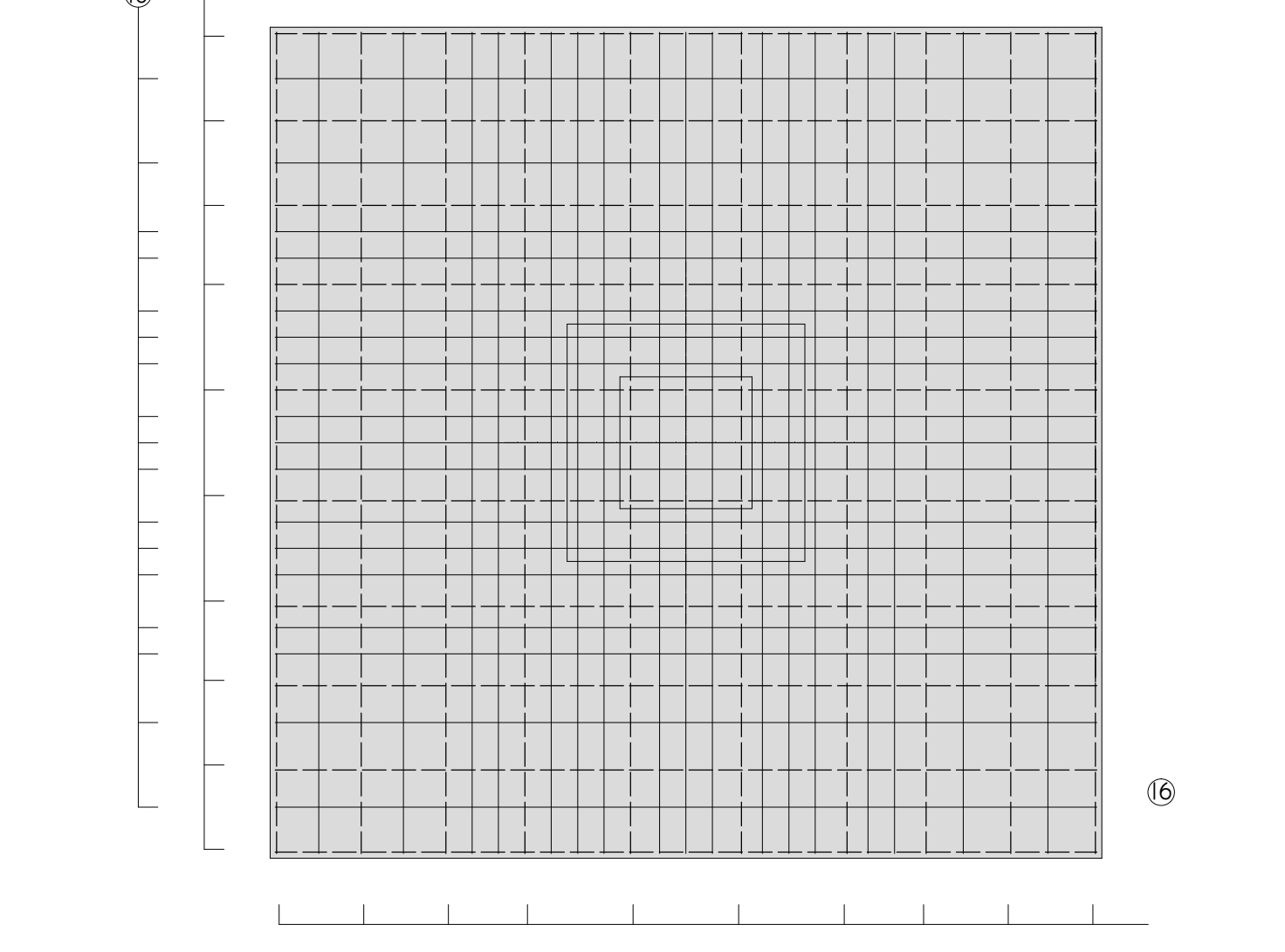
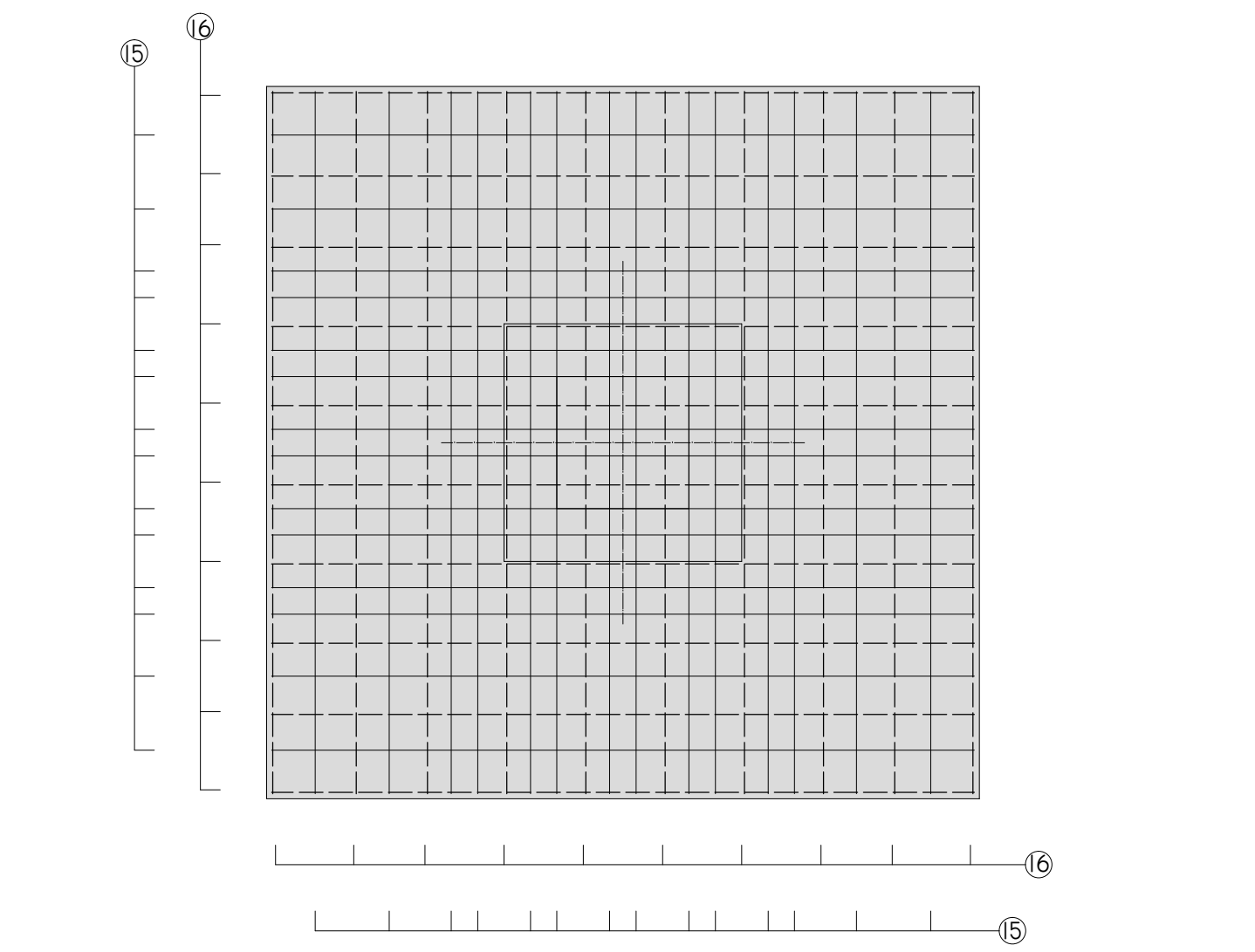
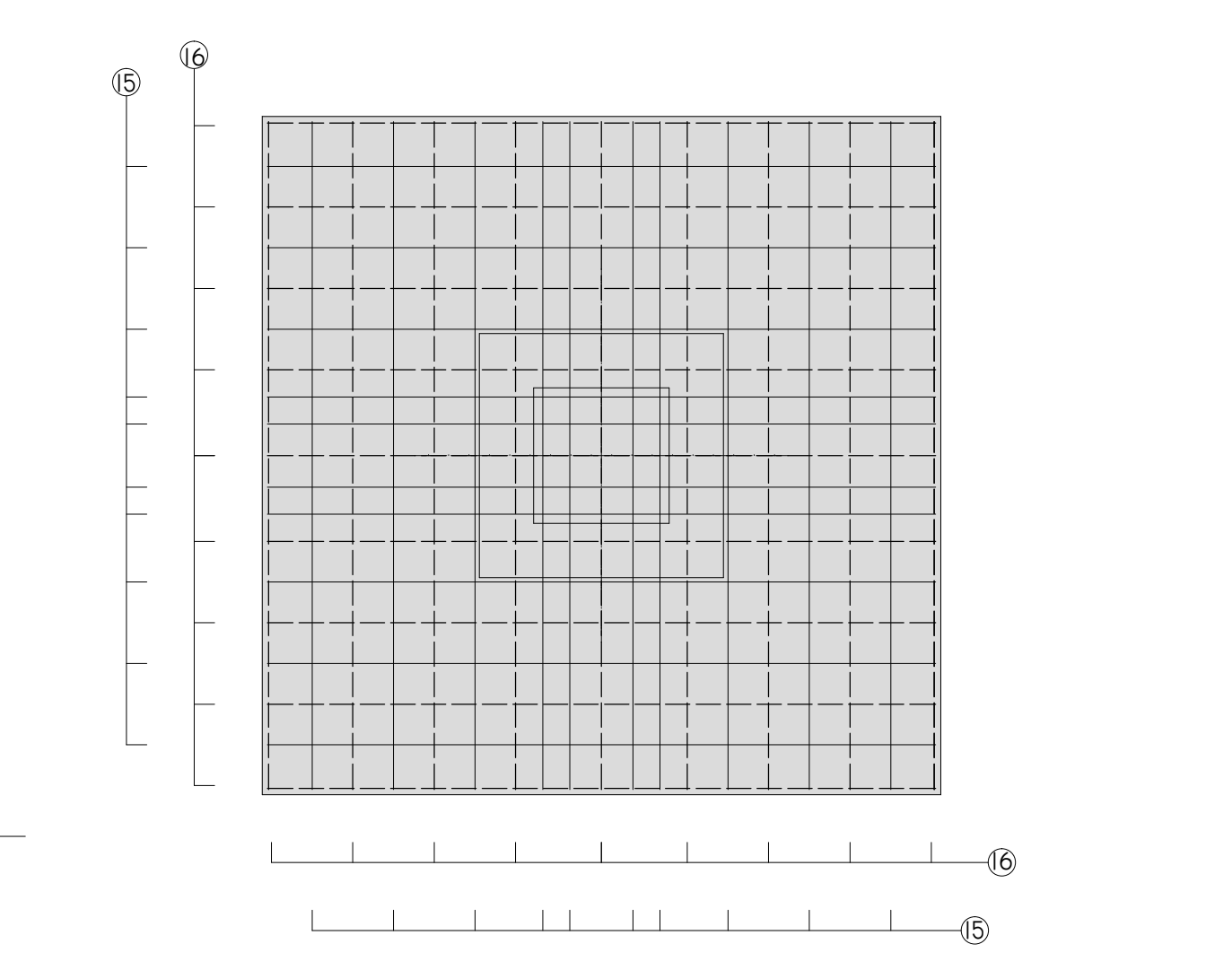
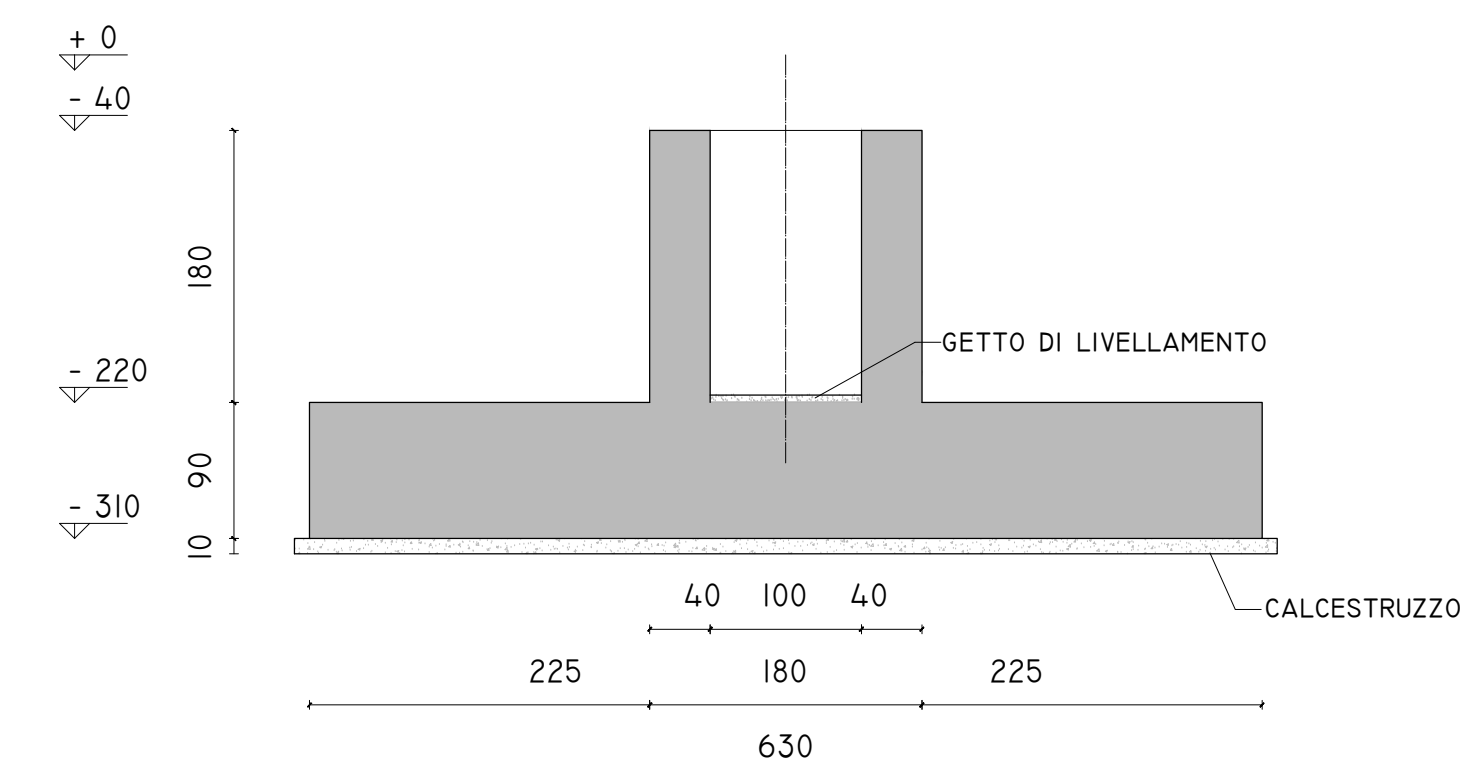
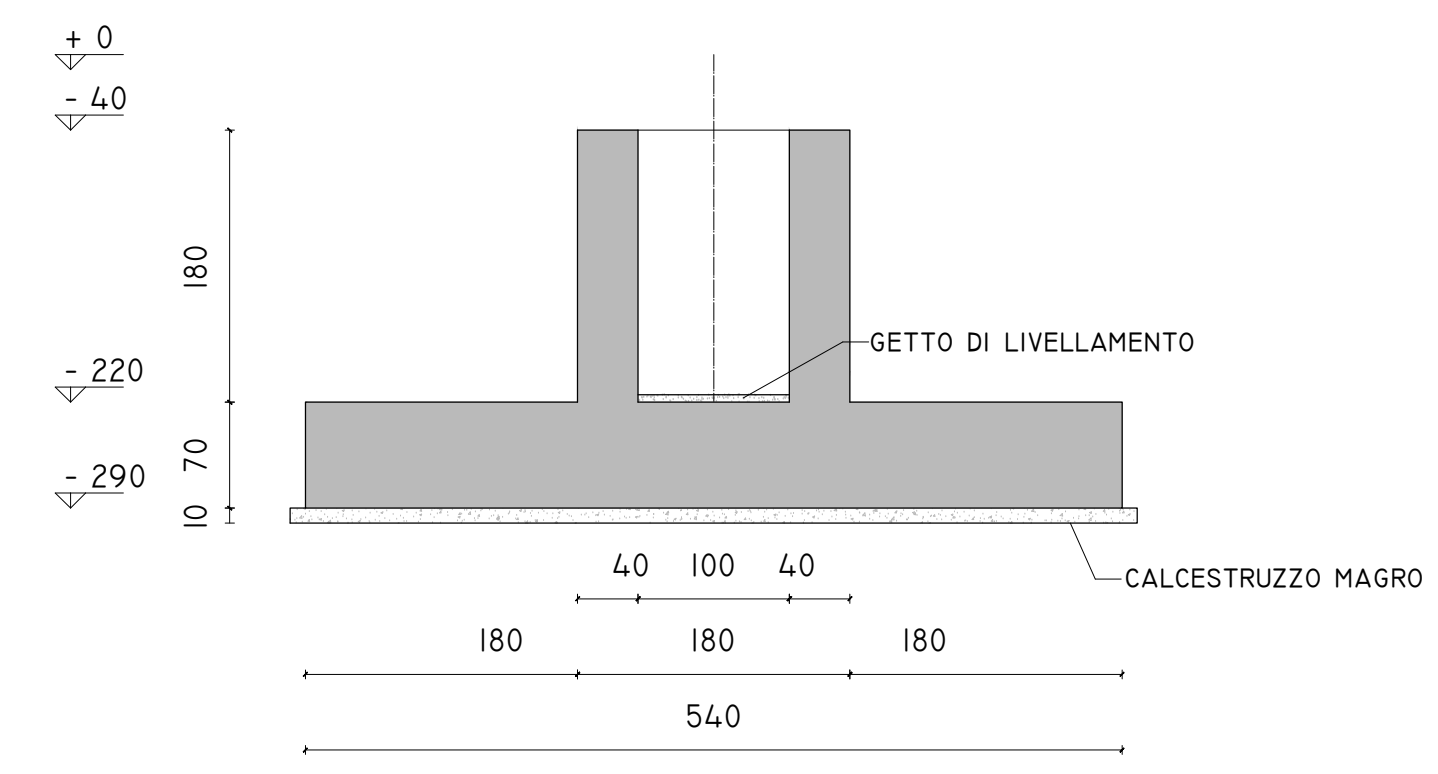
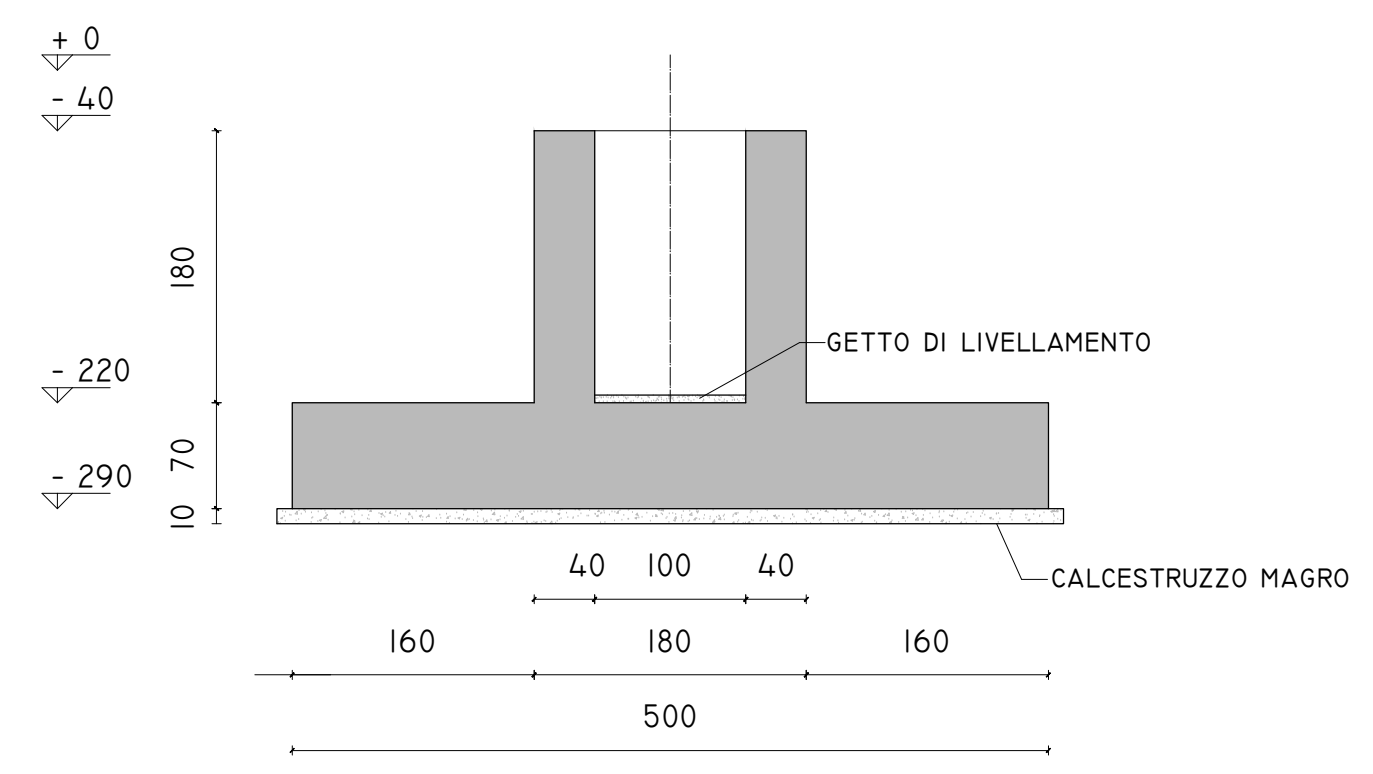
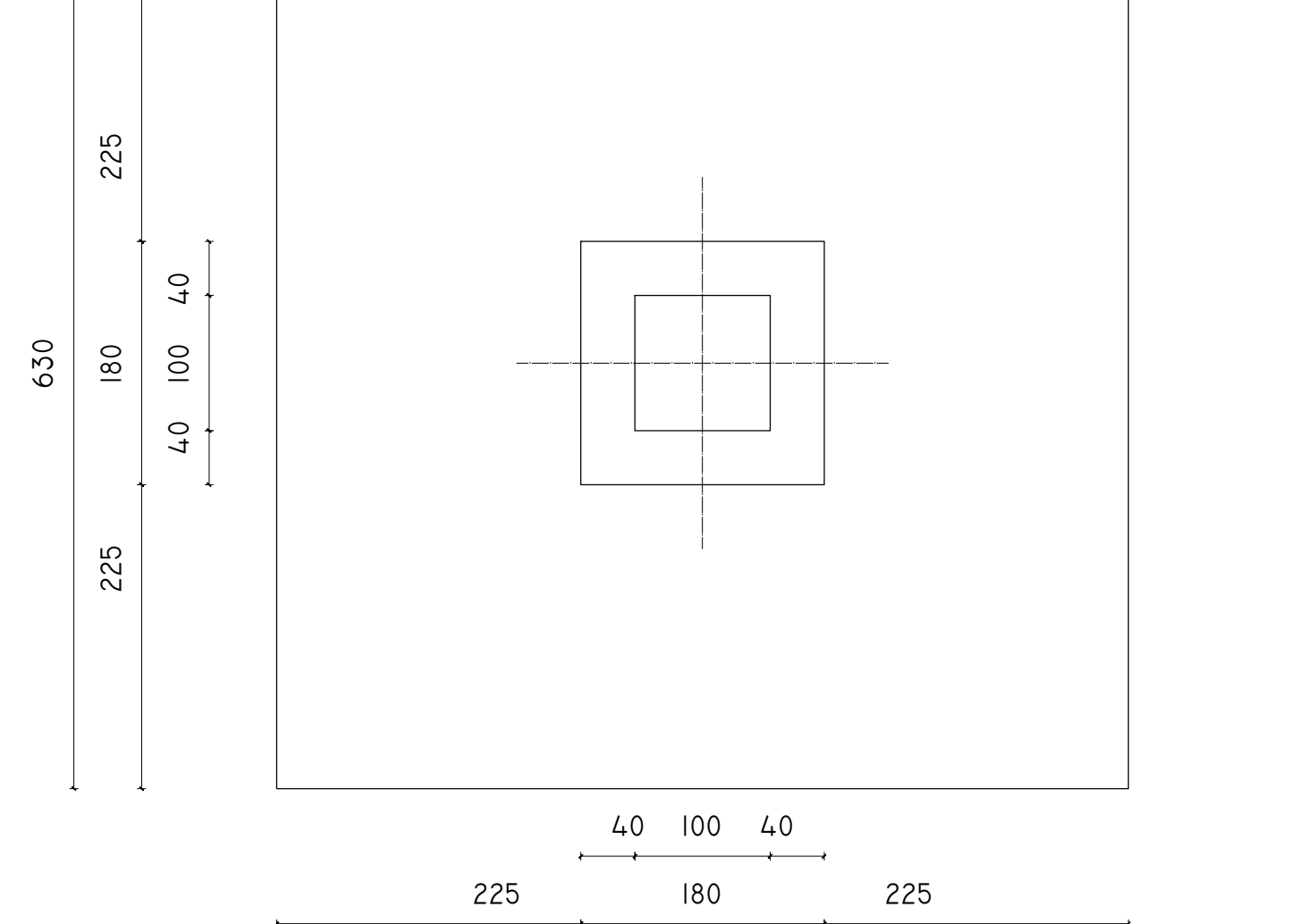
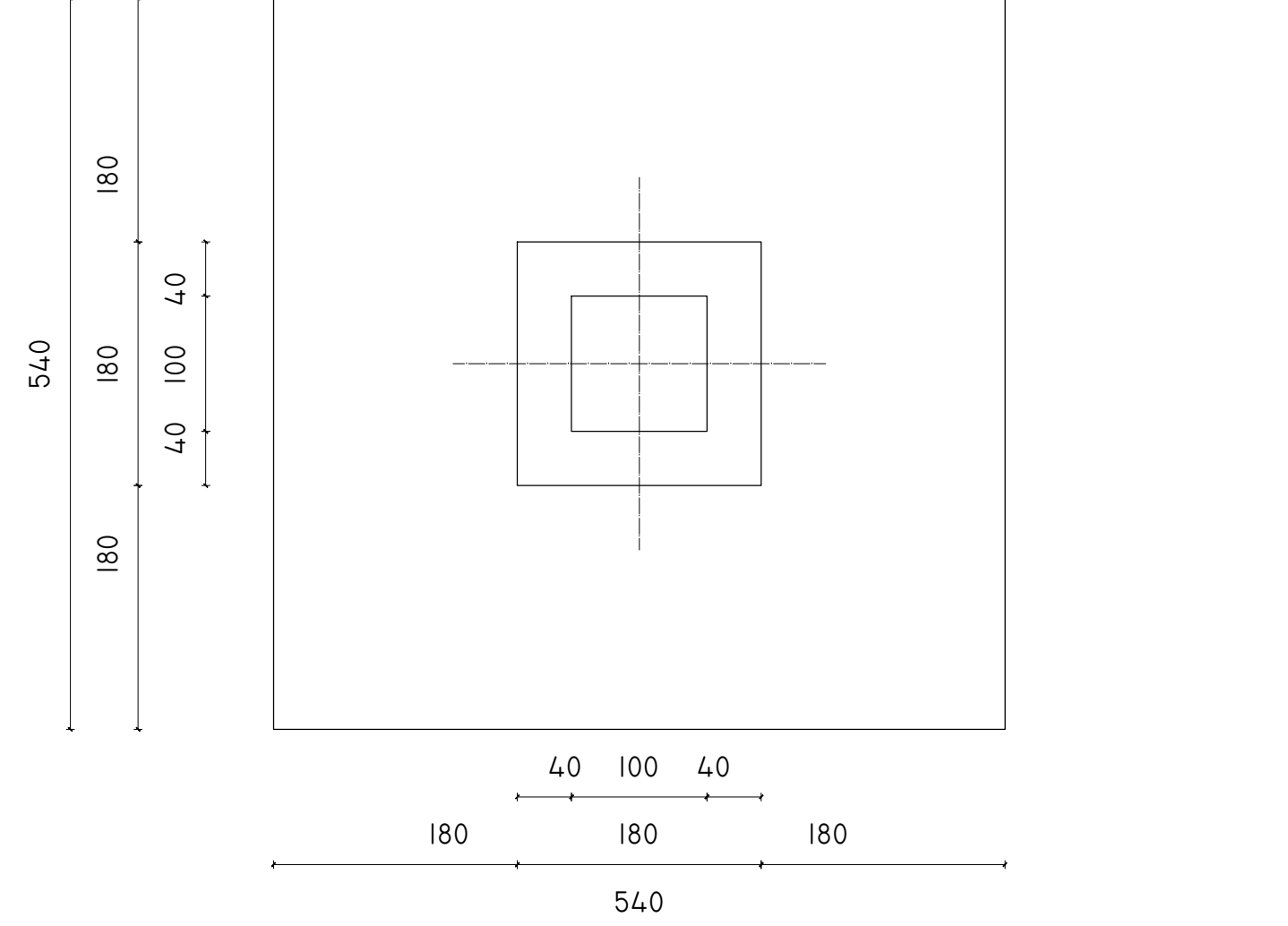
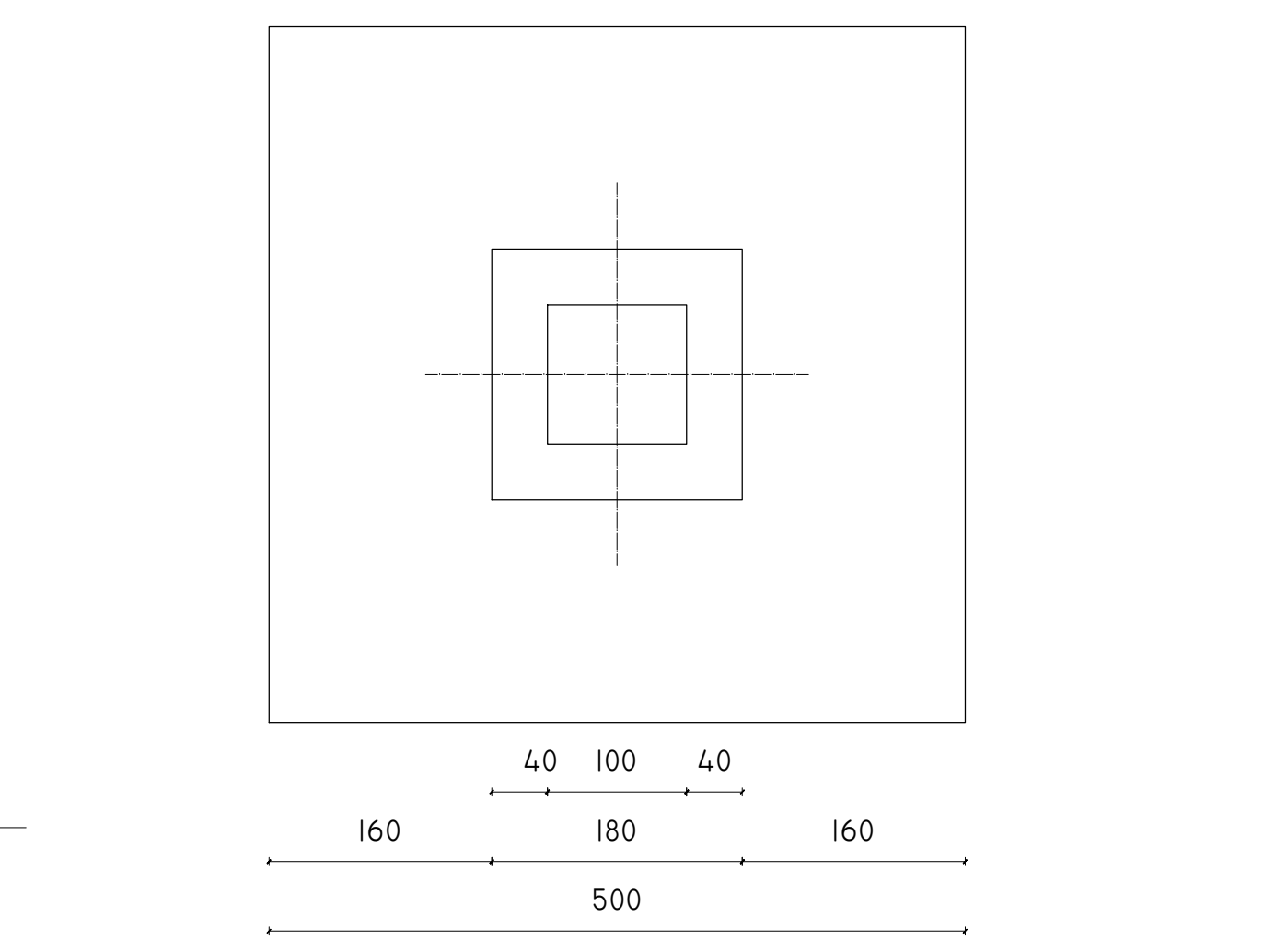
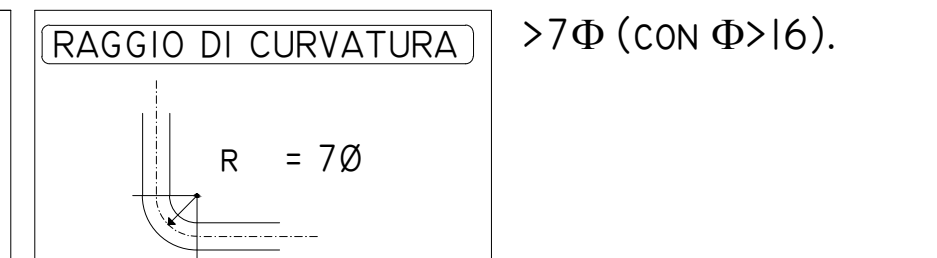
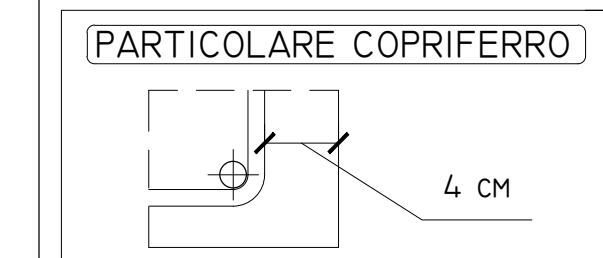
TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
13	15x2	28	582	844	
14	7x2	16	1168	258	
PESO ACCIAIO				1102	KG
VOLUME CALCESTRUZZO				19.6	M³

PLINTO D'ANGOLO

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
15	22x2	28	680	1446	
16	9x2	16	1416	402	
PESO ACCIAIO				1849	KG
VOLUME CALCESTRUZZO				34.5	M³

PRESCRIZIONI

- LA QUOTA ZERO È RIFERITA AL PAVIMENTO FINITO INTERNO DELL'EDIFICIO
- IL MAGRONE ANDRÀ GETTATO CON RETE 8 PASSO 20/20 SOLO SE IL RAPPORTO l/h RISULTA MAGGIORE DI 1
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- LA PIEGATURA DELLE STAFFE VA EFFETTUATA VERSO L'INTERNO CON ANGOLAZIONE 135°.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 4 CM.
- RAGGI DI CURVATURA MINIMI DEI MANDRINI >4Φ (CON Φ<16). >7Φ (CON Φ>16).



POLITECNICO DI MILANO
 SCUOLA DI INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE
 Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio
 Correlatore: Fringuelli Michele

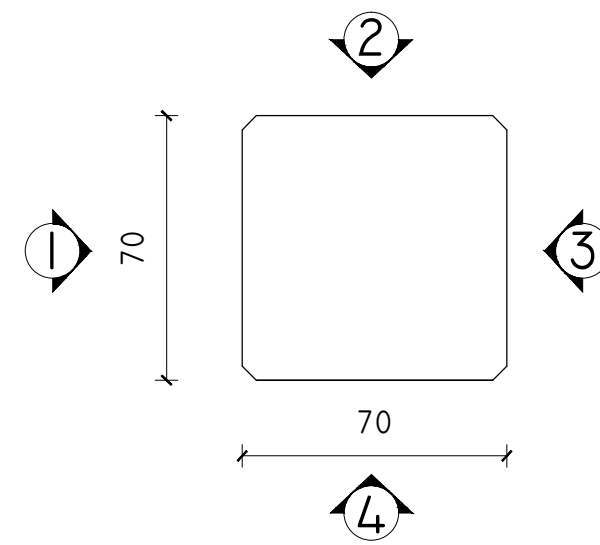
Studente: Mainini Fabio Wasswa
 mat. 787173

OGGETTO
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO PREFABBRICATO AD USO COMMERCIALE

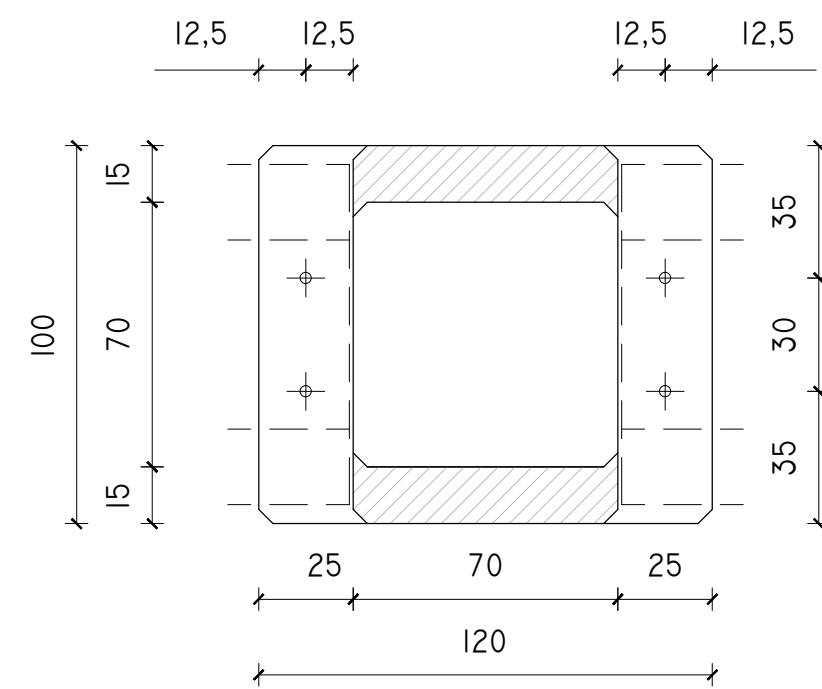
TITOLO ELABORATO
PLINTI DI FONDAZIONE
 (Progettazione agli spostamenti)

DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:50	ESECUTIVI FONDAZIONI	9

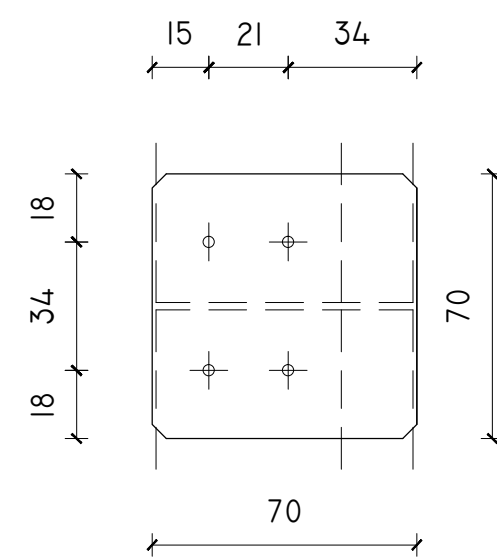
SEZIONE DI BASE



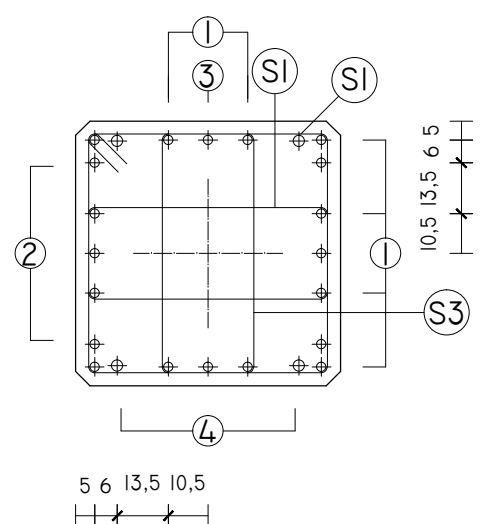
SEZIONE MENSOLA



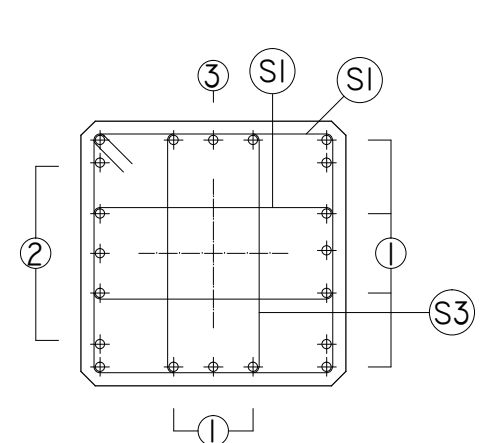
SEZIONE DI COPERTURA



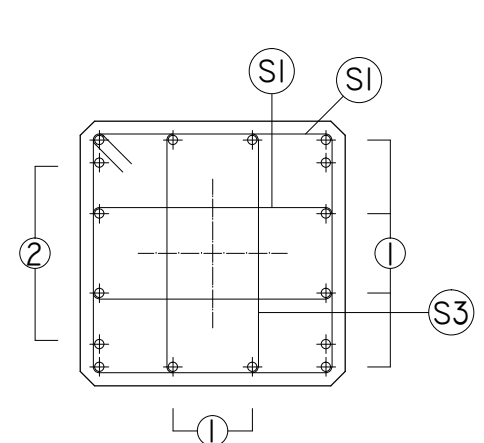
SEZIONE A



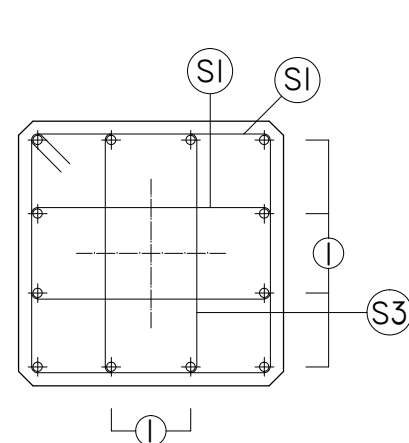
SEZIONE B



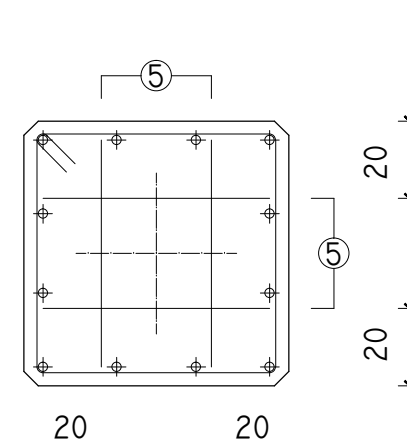
SEZIONE C



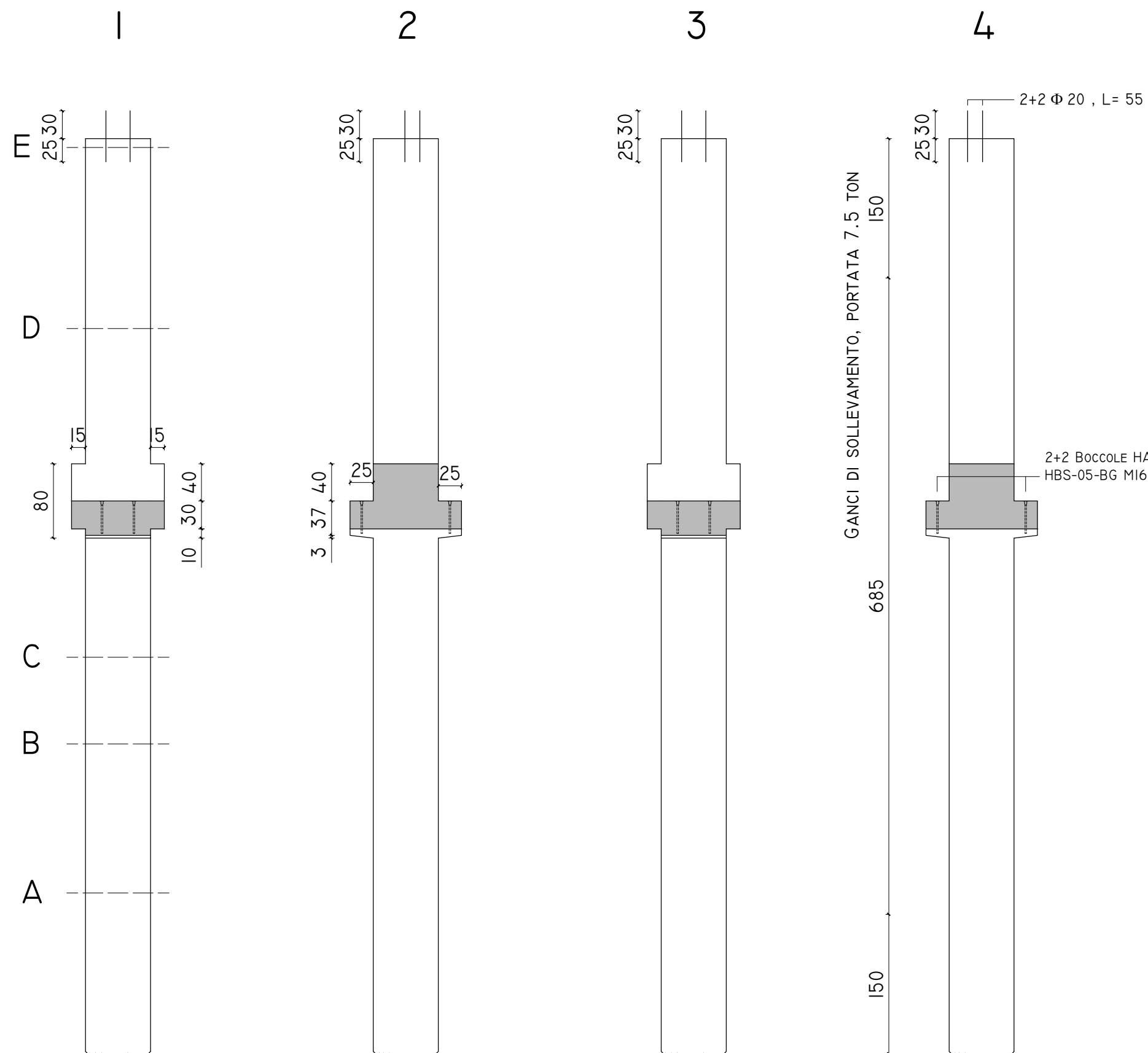
SEZIONE D



SEZIONE E



PILASTRO CENTRALE (FBD)



SI/10	SI/25	SI/22	SI/22	SI/12	Ø8
S2/10	S2/25	S1/22	S2/22	S2/12	Ø8
S3/10	S3/25	SI/22	S3/22	S3/12	Ø8
50	390	40	260	210	85
MENSOLA					STAFFE

DISTINTA DEI FERRI

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
1	12	24	930	396	
2	2+2	24	480	68	
3	1x4	24	370	53	
4	2+2	30	300	67	

5	2+2	14	120	6	
PESO ACCIAIO		589		Kg	

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
S1	56	8	276	61	
S2	56	8	198	44	
S3	56	8	198	44	
PESO STAFFE		149		Kg	
PESO TOT ACCIAIO KG.		847		PESO ELEMENTO KG.	
INCIDENZA KG/MC		170		VOL. ELEMENTO MC.	
				13036	
				4.97	

INSERTI

GANCI DI SOLLEVAMENTO TIPO: TPA-FS 7,5-30	PORTATA 7.5 TON	N°2
BARRE Ø20 L=55 CM		N°4
BOCCOLA CON TONDO TIPO: HALFEN HBS-05-BG M16/65		N°4

TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO

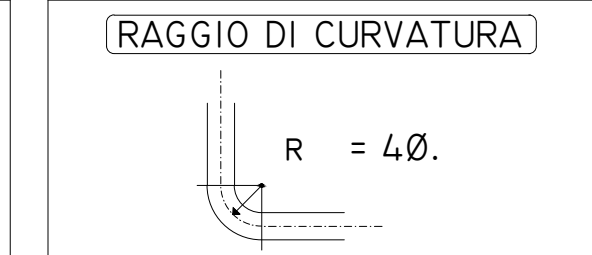
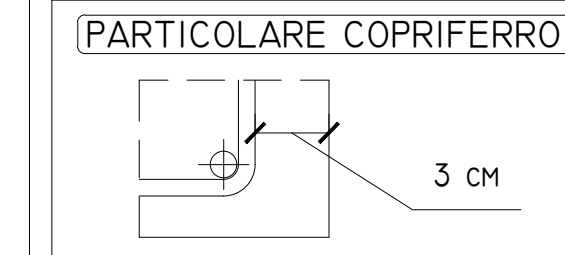
CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
PILASTRI	XCI	C45-55	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_{yk}	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_{tk}
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

PRESCRIZIONI

- LA QUOTA ZERO È RIFERITA AL PAVIMENTO FINITO INTERNO DELL'EDIFICIO
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- LA PIEGATURA DELLE STAFFE VA EFFETTUATA VERSO L'INTERNO CON ANGOLO 135°.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 3 CM. (SPESSORE MINIMO PER IL SOLO REQUISITO DI DURABILITÀ)
- RAGGI DI CURVATURA MINIMI DEI MANDRINI $>4\Phi$ (CON $\Phi < 16$).
 $>7\Phi$ (CON $\Phi > 16$).



POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA
EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE

Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio

Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa
mat. 787173

OGGETTO

PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO
PREFABBRICATO
AD USO COMMERCIALE

TITOLO ELABORATO

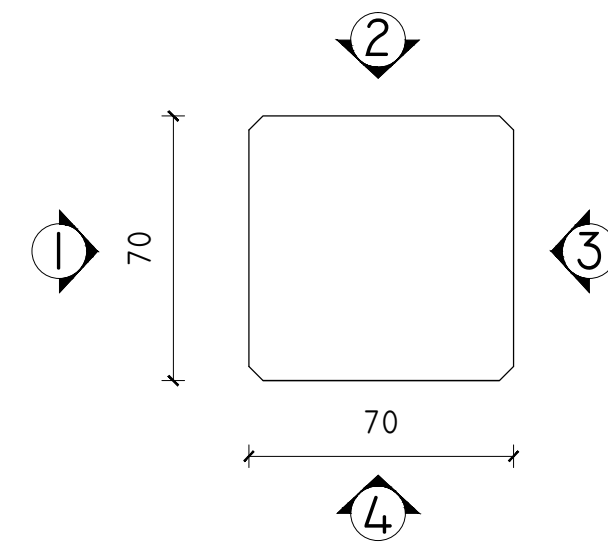
PILASTRO CENTRALE

(Progettazione alle forze)

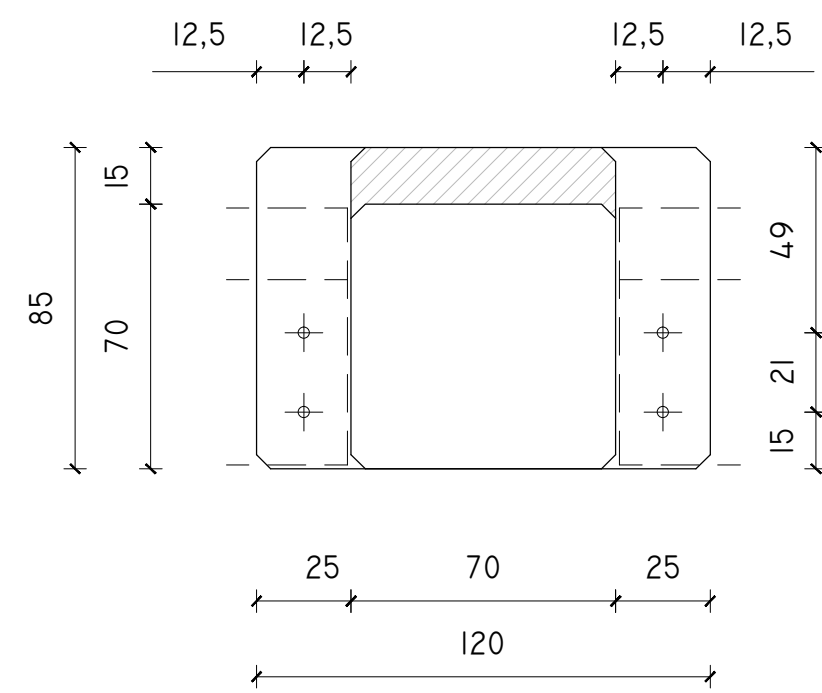


DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:50 1:20	ESECUTIVI STRUTTURE	10

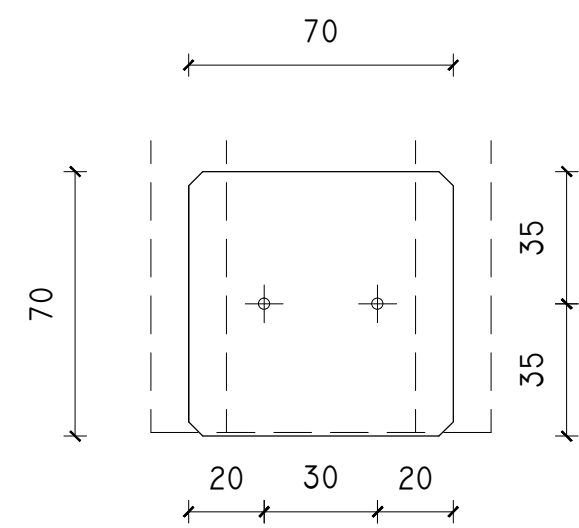
SEZIONE DI BASE



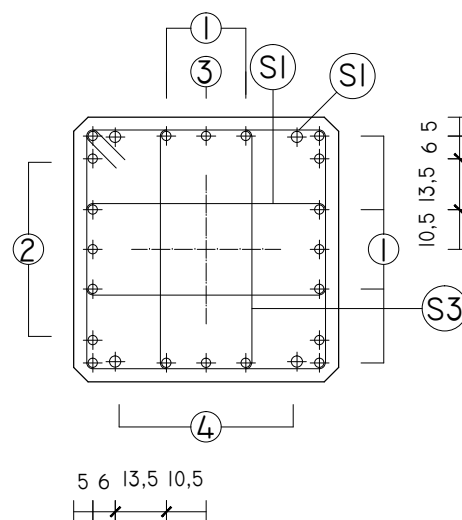
SEZIONE MENSOLA



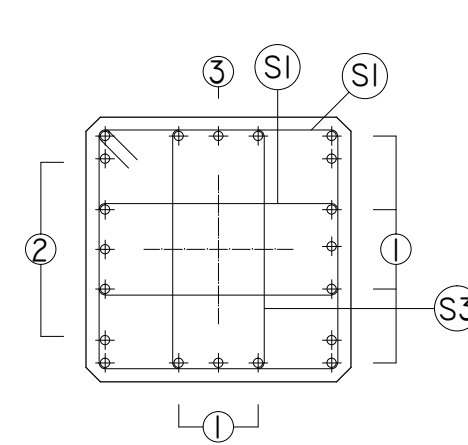
SEZIONE DI COPERTURA



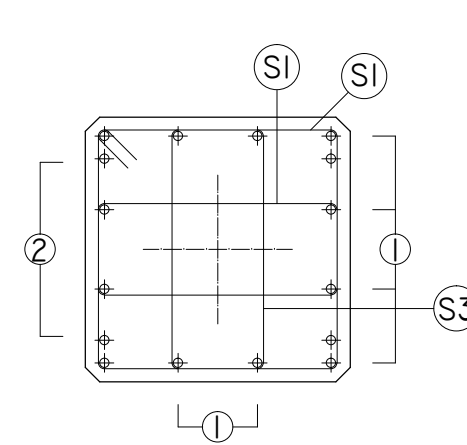
SEZIONE A



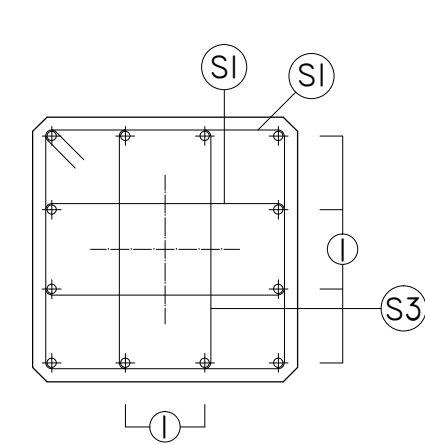
SEZIONE B



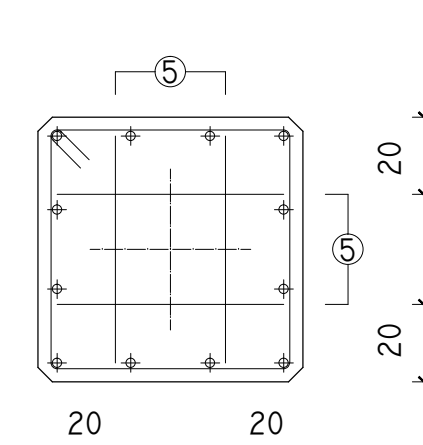
SEZIONE C



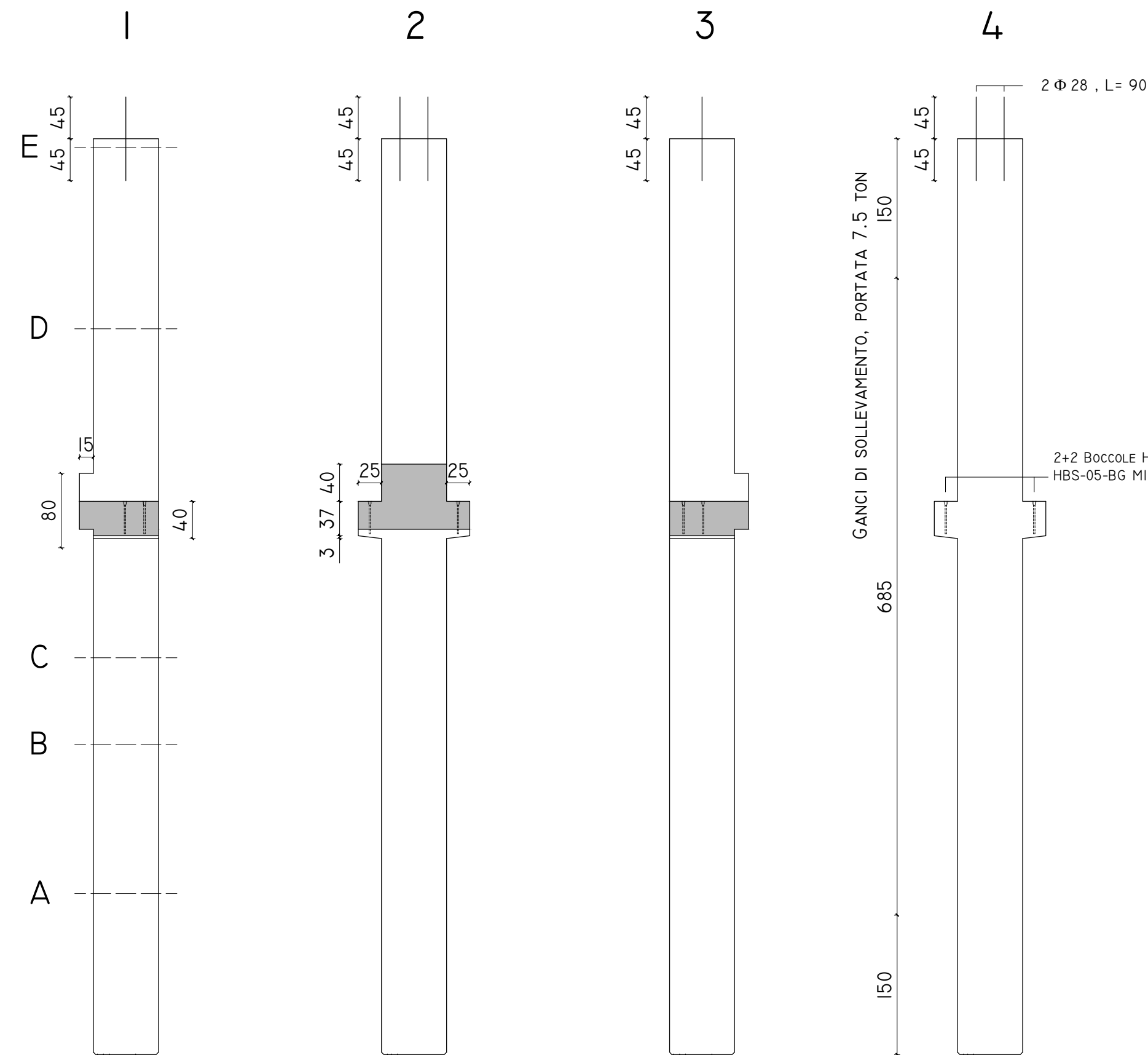
SEZIONE D



SEZIONE E



PILASTRO LATERALE (FBD)



SI/10	SI/25	SI/22	SI/12	Ø8
S2/10	S2/25	S2/22	S2/12	Ø8
S3/10	S3/25	S3/22	S3/12	Ø8
50	390	260	210	85
MENSOLA				STAFFE
				85

DISTINTA DEI FERRI

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
1	12	24	930	396	
2	4	24	480	68	
3	4	24	370	53	
4	4	30	300	67	

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
5	2+2	14	120	6	

PESO ACCIAIO 589 KG

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
S1	56	8	276	61	
S2	56	8	198	44	
S3	56	8	198	44	
S4	56	8	630	139	

PESO STAFFE	149	KG
PESO TOT ACCIAIO KG.	826	PESO ELEMENTO KG.
INCIDENZA KG/MC	170.8	VOL. ELEMENTO MC.
		4.72

INSERTI

GANGI DI SOLLEVAMENTO TIPO: TPA-FS 7.5-30	PORTATA 7.5 TON	N°2
BARRE Ø28 L= 90 CM		N°2
BOCCOLA CON TONDO TIPO: HALFEN HBS-05-BG M16/65		N°4

TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO

CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
PILASTRI	XCI	C45-55	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_{yk}	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_{tk}
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

PRESCRIZIONI

- LA QUOTA ZERO È RIFERITA AL PAVIMENTO FINITO INTERNO DELL'EDIFICIO
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- LA PIEGATURA DELLE STAFFE VA EFFETTUATA VERSO L'INTERNO CON ANGOLO 135°.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 3 CM. (SPESORE MINIMO PER IL SOLO REQUISITO DI DURABILITÀ)
- RAGGI DI CURVATURA MINIMI DEI MANDRINI $>4\Phi$ (CON $\Phi < 16$). $>7\Phi$ (CON $\Phi > 16$).



POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE

Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio

Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa mat. 787173

OGGETTO

PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO PREFABBRICATO AD USO COMMERCIALE

TITOLO ELABORATO

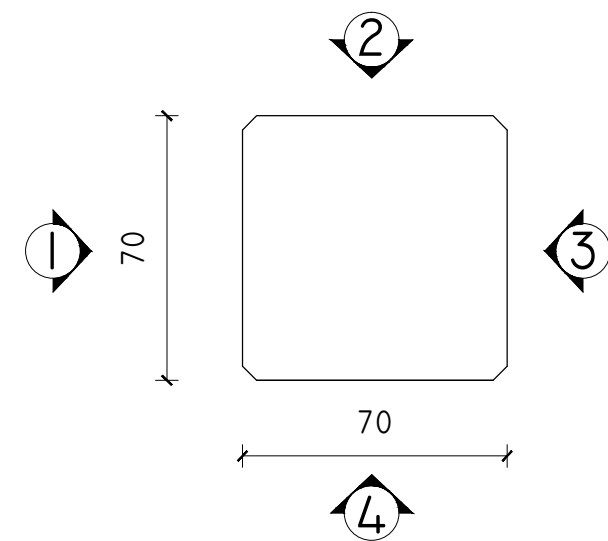
PILASTRO LATERALE

(Progettazione alle forze)

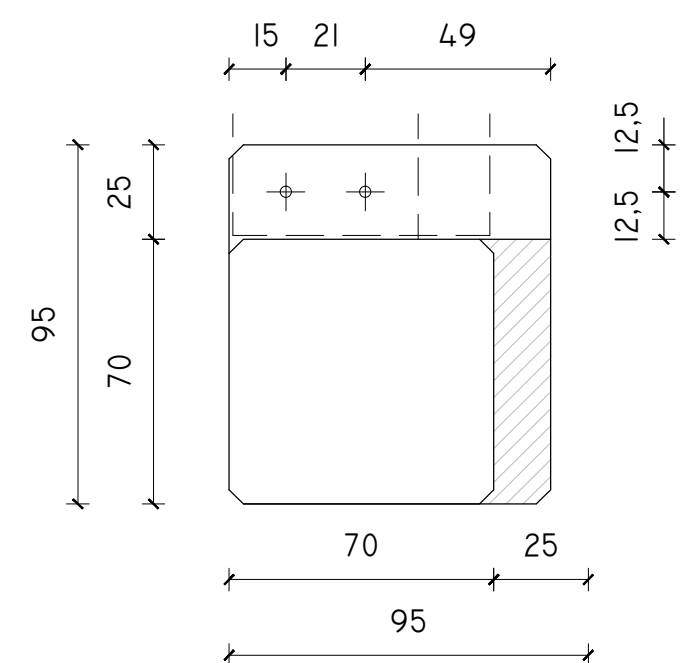


DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:50 1:20	ESECUTIVI STRUTTURE	11

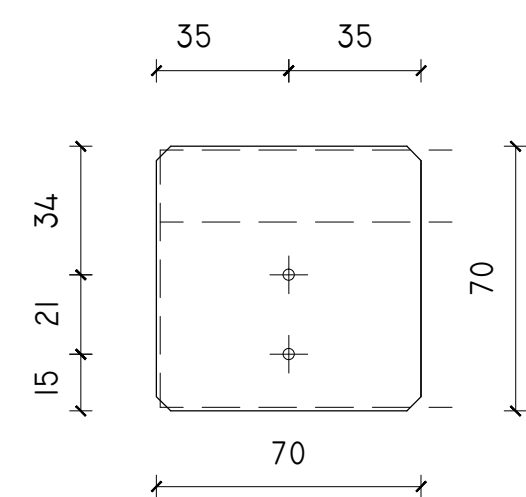
SEZIONE DI BASE



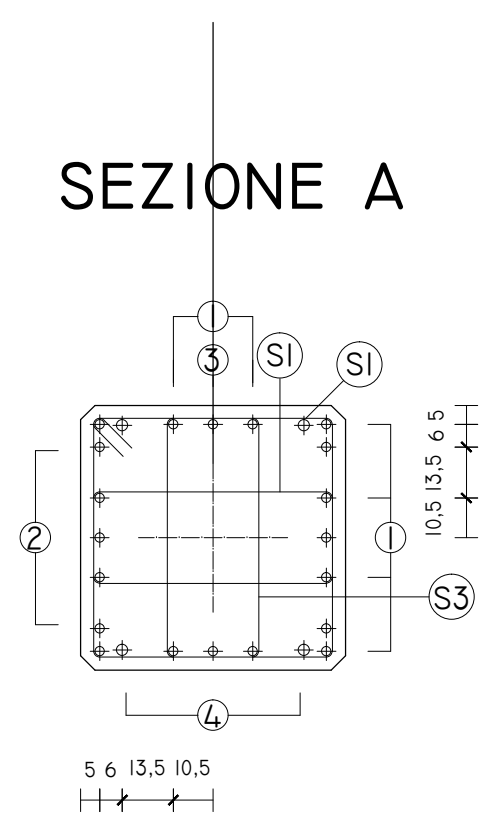
SEZIONE MENSOLA



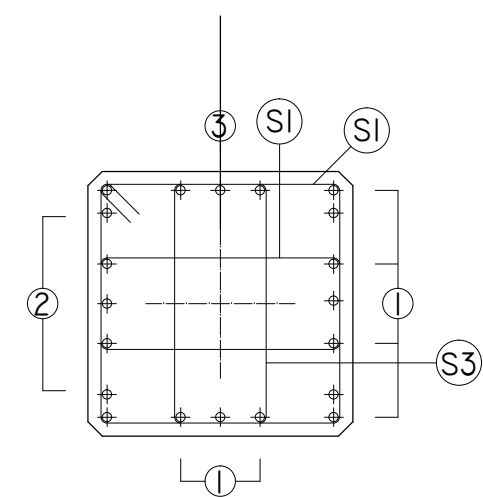
SEZIONE DI COPERTURA



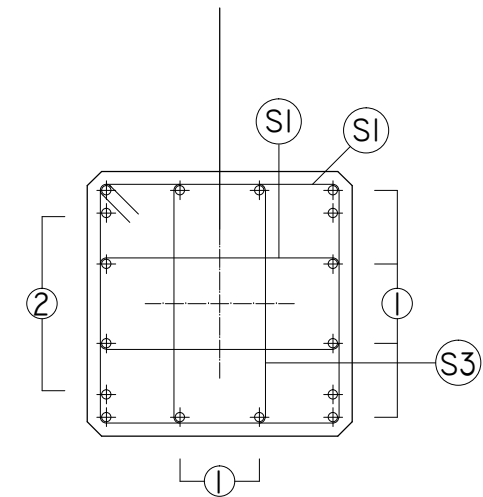
SEZIONE A



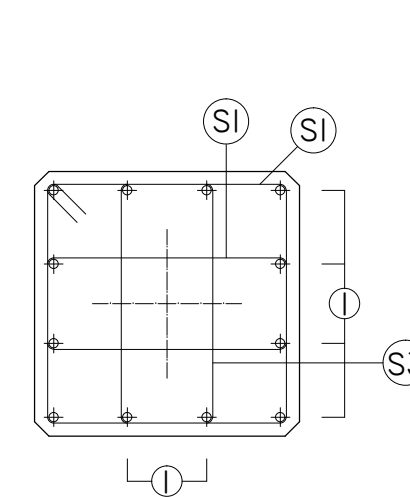
SEZIONE B



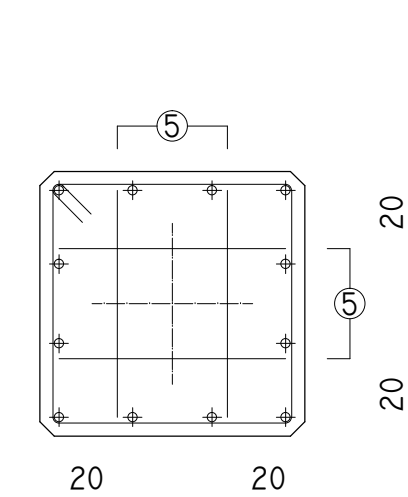
SEZIONE C



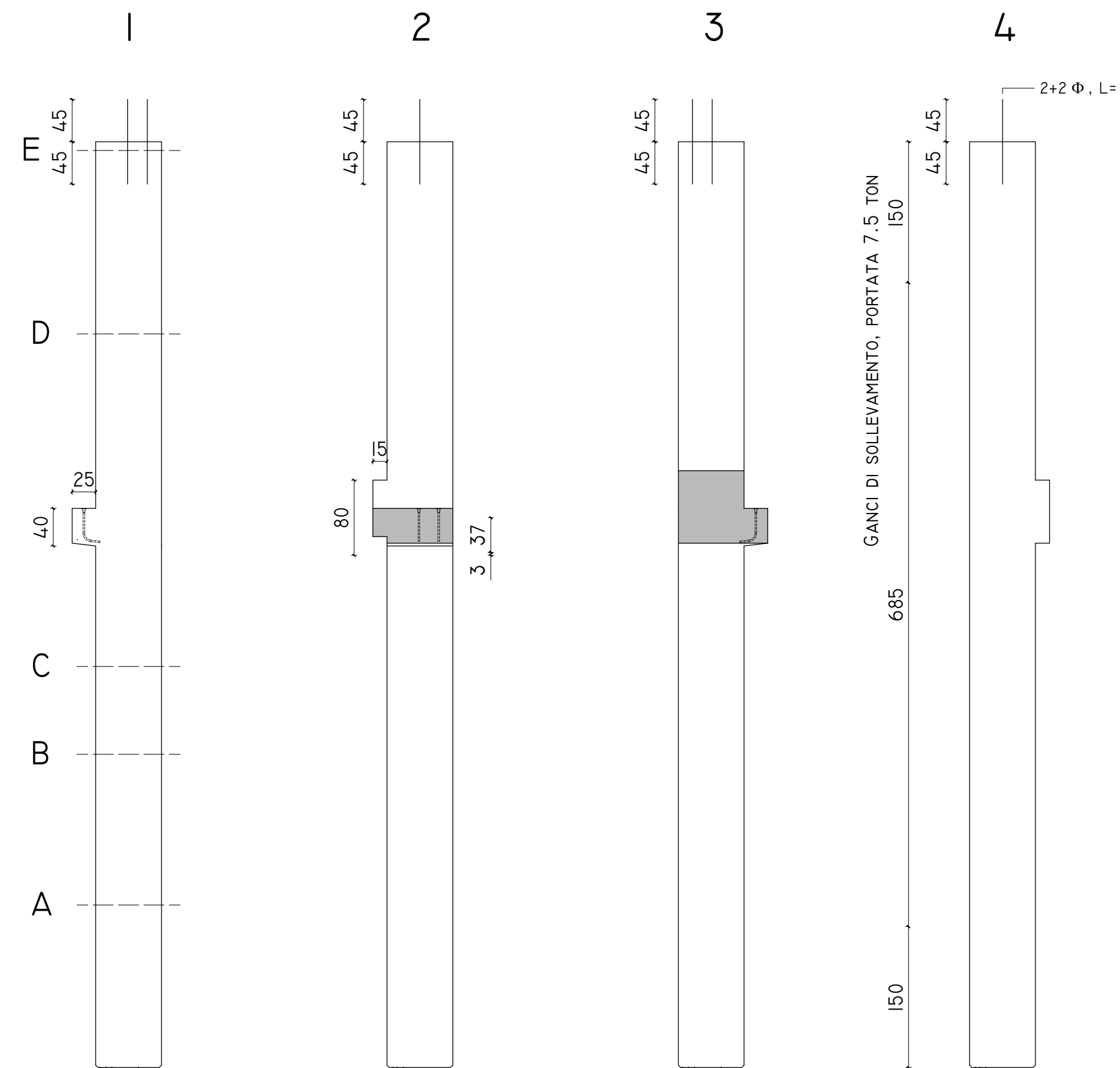
SEZIONE D



SEZIONE E



PILASTRO D'ANGOLO (FBD)



TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
S1/10	12	24	930	396	
S2/10	4	24	480	68	
S3/10	4	24	370	53	
S4/10	4	30	300	67	
S1/25	14	120	6	30	
S2/25	4	24	480	68	
S3/25	4	24	370	53	
S4/25	4	30	300	67	
S1/12	14	120	6	30	
S2/12	4	24	480	68	
S3/12	4	24	370	53	
S4/12	4	30	300	67	
S1/20	14	120	6	30	
S2/20	4	24	480	68	
S3/20	4	24	370	53	
S4/20	4	30	300	67	

DISTINTA DEI FERRI

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
1	12	24	930	396	
2	4	24	480	68	
3	4	24	370	53	
4	4	30	300	67	
5	2+2	14	120	6	
PESO ACCIAIO		589		Kg	

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
S1	56	8	276	60	
S2	56	8	198	44	
S3	56	8	198	44	
PESO STAFFE		149		Kg	
PESO TOT ACCIAIO KG.		813		PESO ELEMENTO KG.	
INCIDENZA KG/MC		170		VOL. ELEMENTO MC.	
				4.68	

INSERTI

GANCI DI SOLLEVAMENTO TIPO: TPA-FS 7.5-30	PORTATA 7.5 TON	N°2
BARRE Ø28 L=90 CM		N°2
BOCCOLA CON TONDO TIPO: HALFEN HBS-05-BG M16/65		N°4

TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO

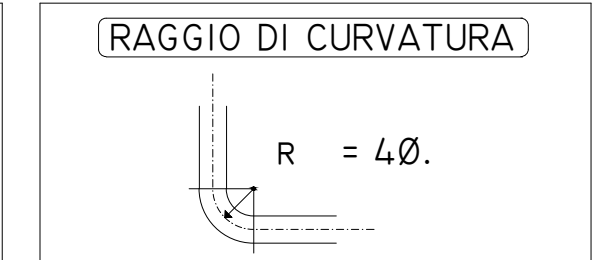
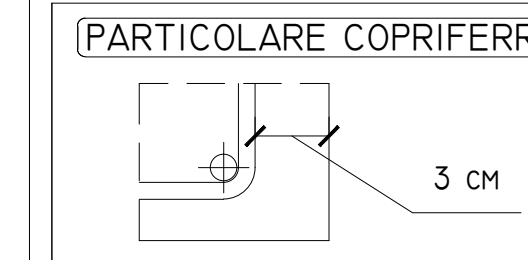
CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
PILASTRI	XCI	C45-55	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_{yk}	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_{tk}
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

PRESCRIZIONI

- LA QUOTA ZERO È RIFERITA AL PAVIMENTO FINITO INTERNO DELL'EDIFICIO
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- LA PIEGATURA DELLE STAFFE VA EFFETTUATA VERSO L'INTERNO CON ANGOLAZIONE 135°.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 3 CM. (SPESSORE MINIMO PER IL SOLO REQUISITO DI DURABILITÀ)
- RAGGI DI CURVATURA MINIMI DEI MANDRINI $>4\Phi$ (CON $\Phi < 16$). $>7\Phi$ (CON $\Phi > 16$).



POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA
EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE

Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio

Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa
mat. 787173

OGGETTO

PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO
PREFABBRICATO
AD USO COMMERCIALE

TITOLO ELABORATO

PILASTRO D'ANGOLO

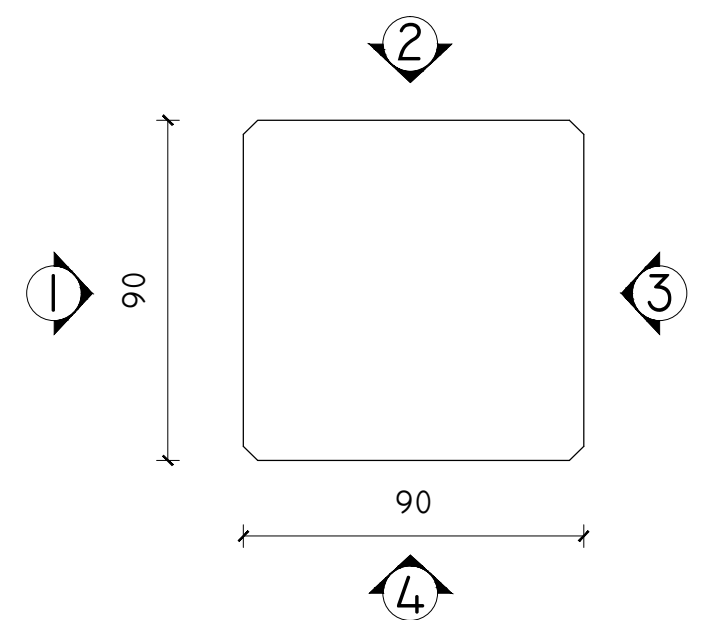
(Progettazione alle forze)



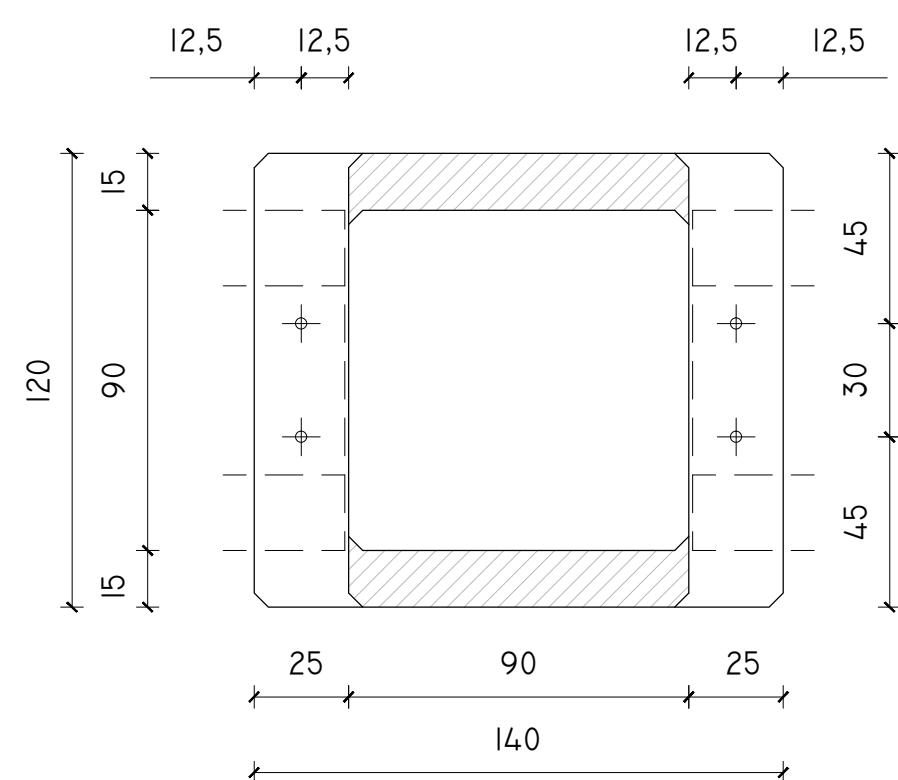
DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:50 1:20	ESECUTIVI STRUTTURE	12

PILASTRO CENTRALE (DDBD)

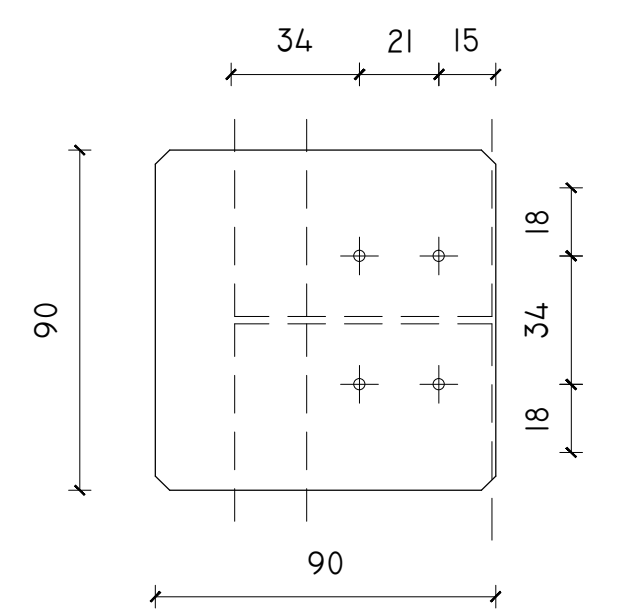
SEZIONE DI BASE



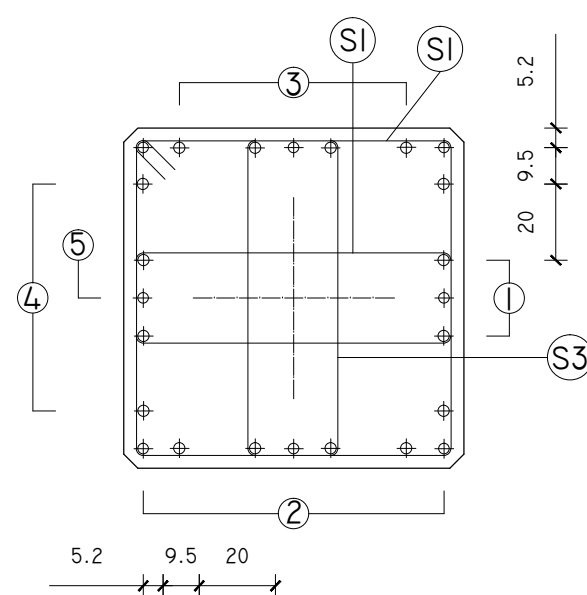
SEZIONE MENSOLA



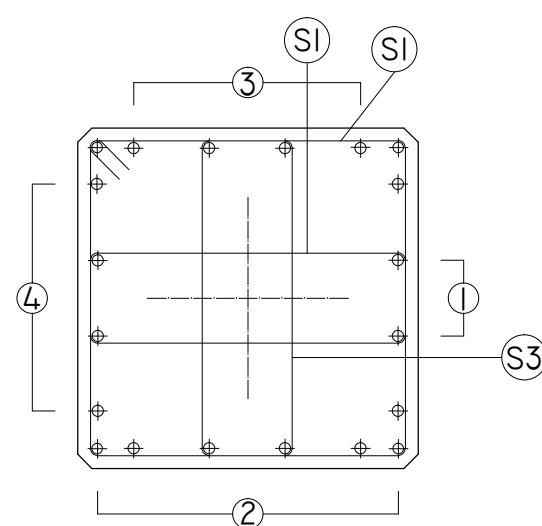
SEZIONE DI COPERTURA



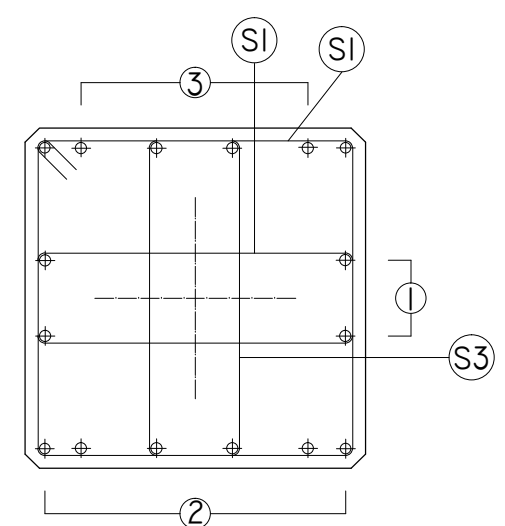
SEZIONE A



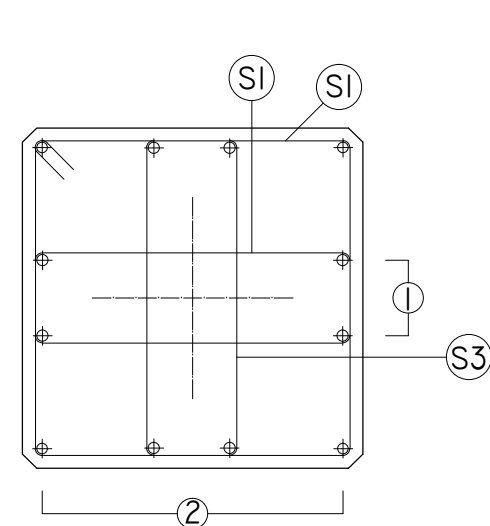
SEZIONE B



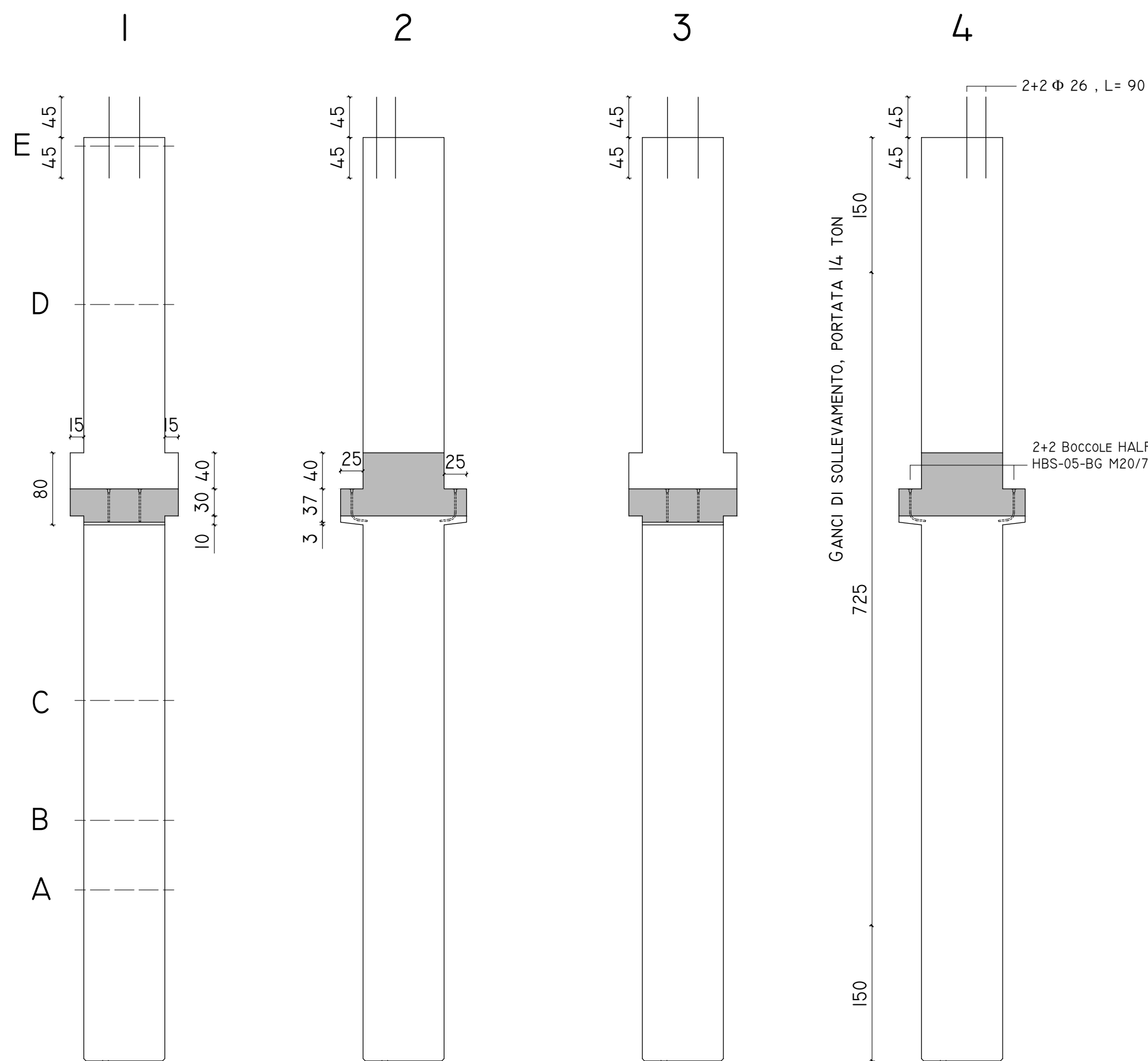
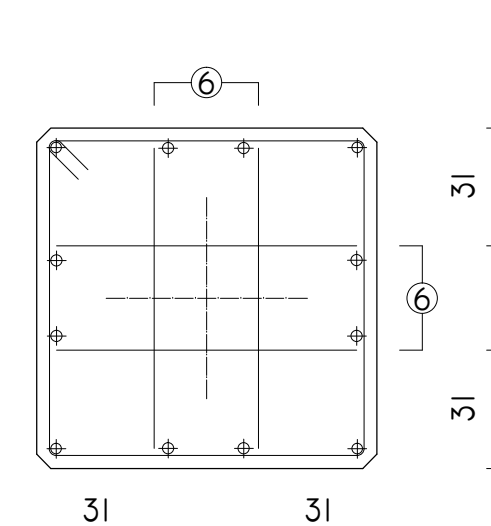
SEZIONE C



SEZIONE D



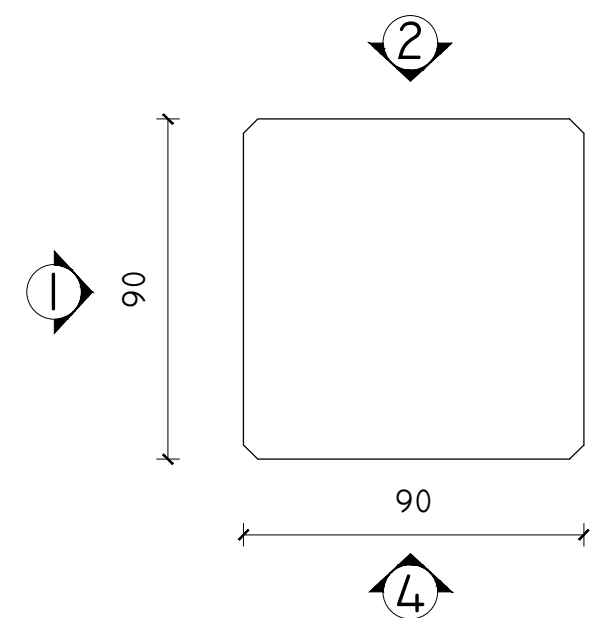
SEZIONE E



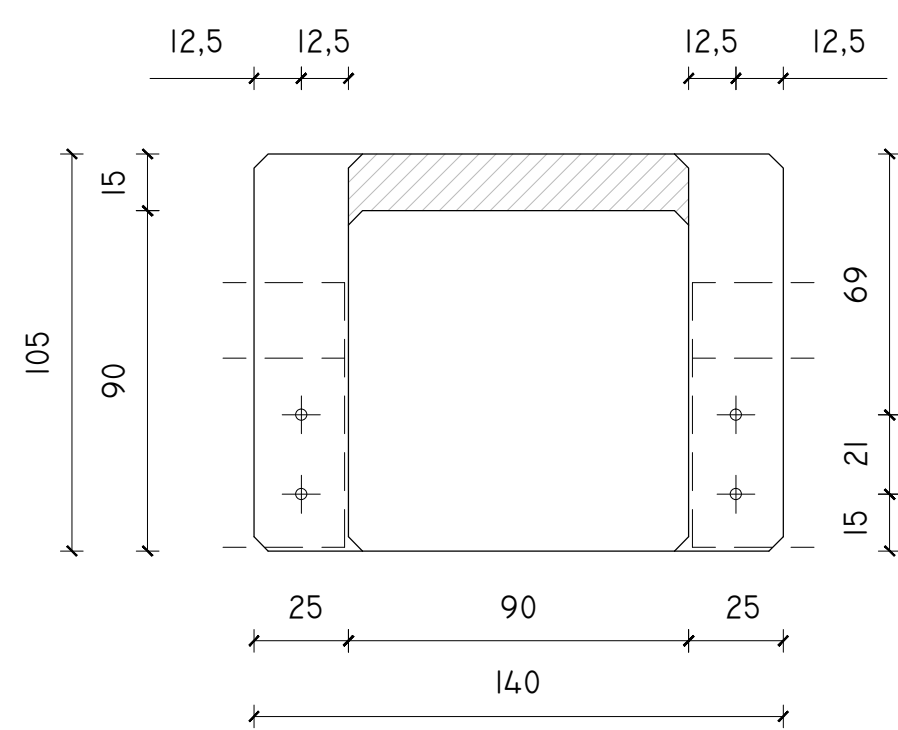
TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
S1/10					
S2/10					
S3/10					
S1/25					
S2/25					
S3/25					
S1/16					
S2/16					
S3/16					
S1/9					
S2/9					
S3/9					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					
Ø8					
STAFFE					
Ø8					
Ø8					

PILASTRO LATERALE (DDBD)

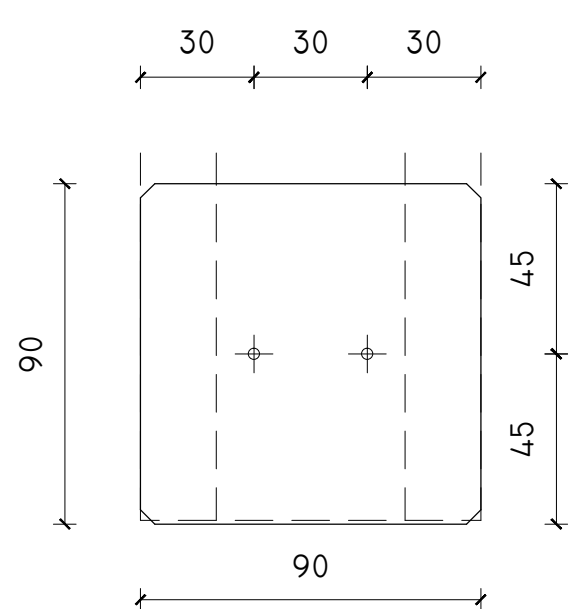
SEZIONE DI BASE



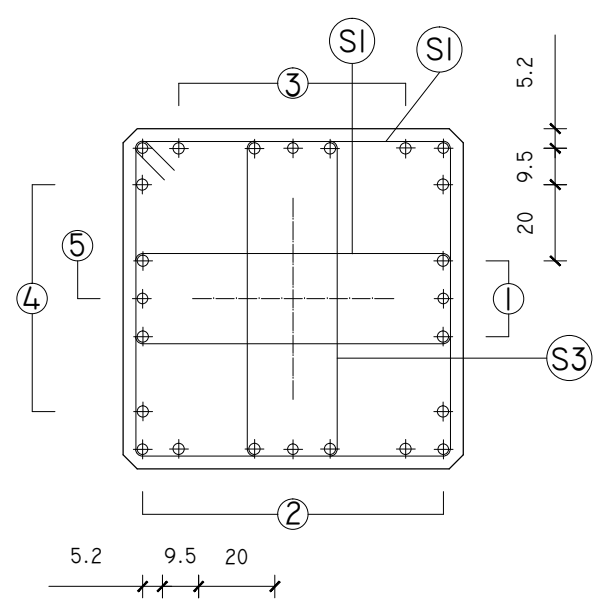
SEZIONE MENSOLA



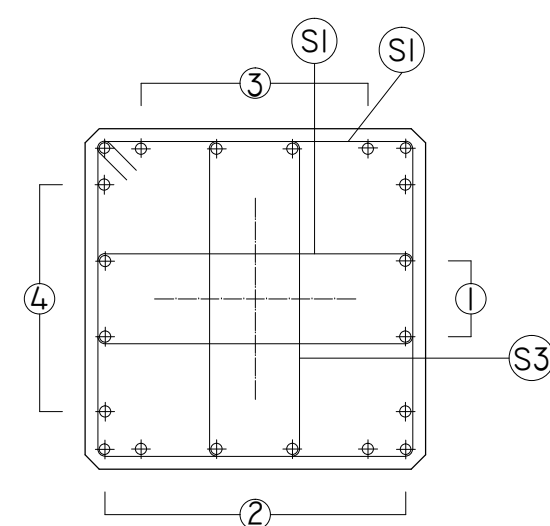
SEZIONE DI COPERTURA



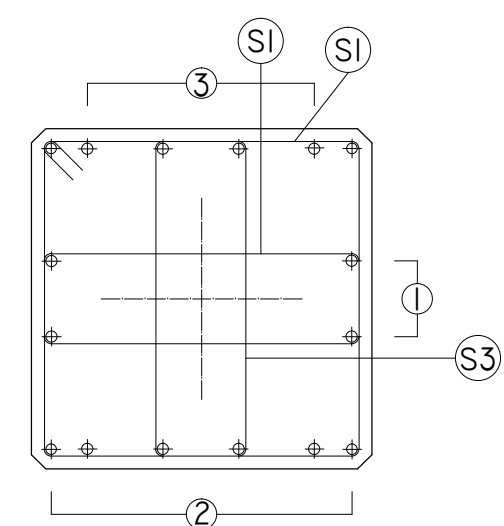
SEZIONE A



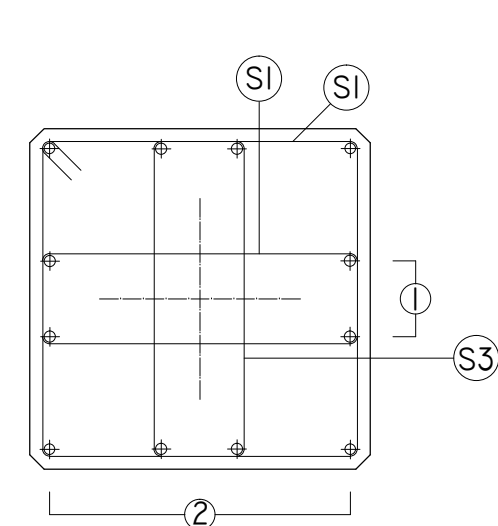
SEZIONE B



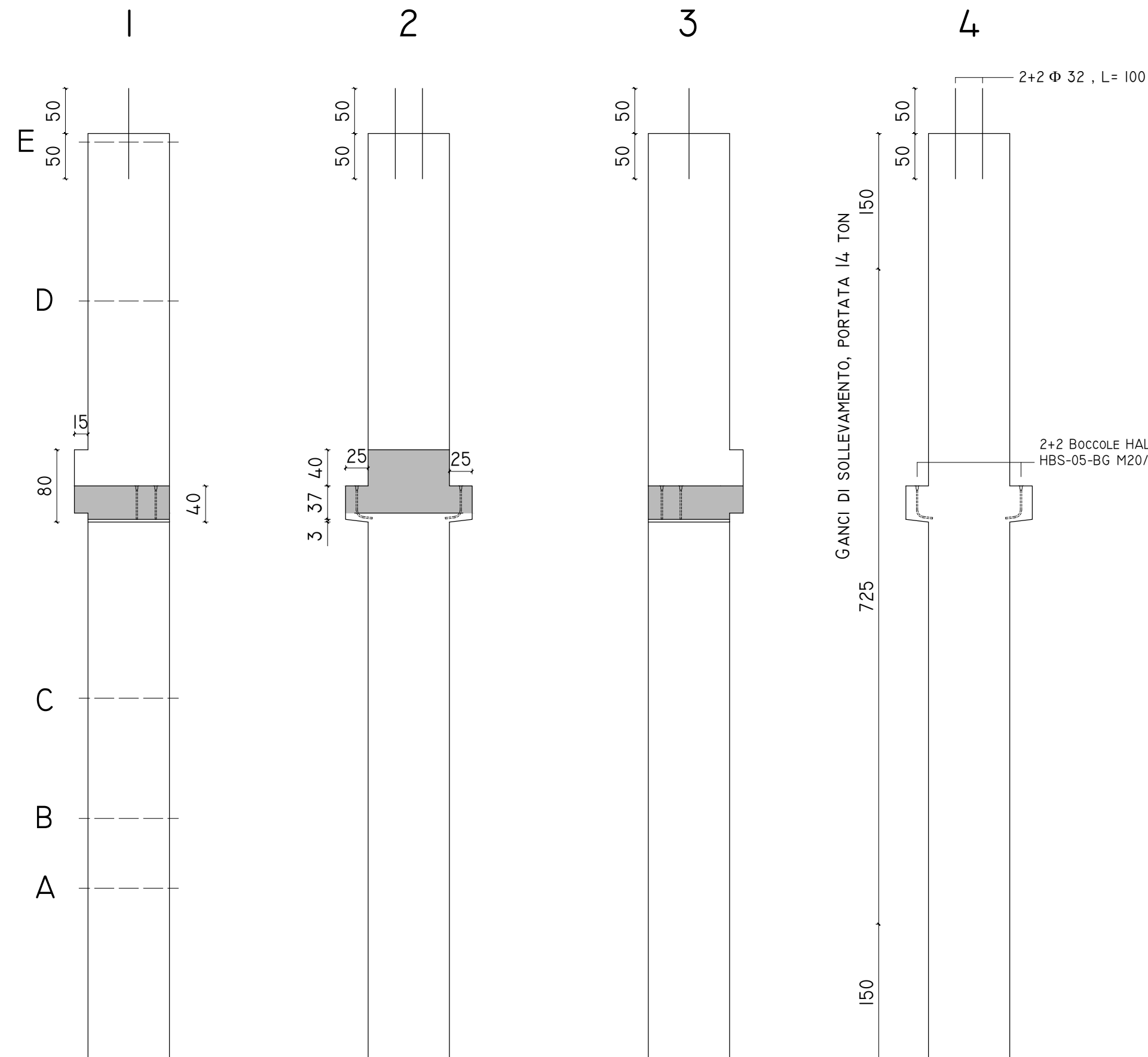
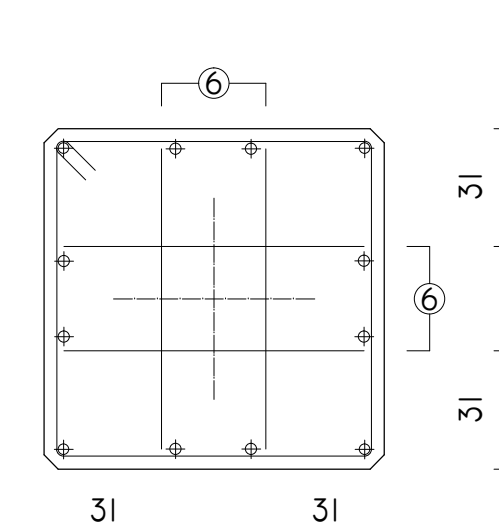
SEZIONE C



SEZIONE D



SEZIONE E



Ø	Ø	Ø	STAFFE
Ø8	Ø8	Ø8	Ø8
SI/10	SI/25	SI/16	SI/9
S2/10	S2/25	S2/16	S2/9
S3/10	S3/25	S3/16	S3/9
50	390	260	210
4.0	4.0	4.0	125

DISTINTA DEI FERRI

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
1	2x4	30	1025	455	
2	2+2	28	1025	198	
3	2+2	30	480	107	
4	2+2	30	340	76	
5	2+2	28	210	41	

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
6	2+2	14	140	7	

PESO ACCIAIO 883 KG

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
S1	62	8	356	87.2	
S2	62	8	234	57.3	
S3	62	8	234	57.3	
SI	62	8			

PESO STAFFE 202 KG

PESO TOT ACCIAIO KG.	1172	PESO ELEMENTO KG.	21709
INCIDENZA KG/MC.	141	VOL. ELEMENTO MC.	8.22

INSERTI

GANCI DI SOLLEVAMENTO TIPO: TPA-FS 1/4-1/0 PORTATA 1/4 TON	N°2
BARRE Ø32 L= 100 CM	N°2
BOCCOLA CON TONDO TIPO: HALFEN HBS-05-BG M20/70 CM	N°4

TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO

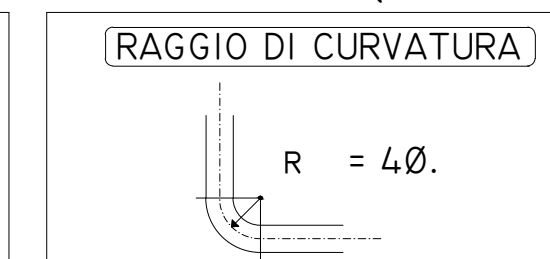
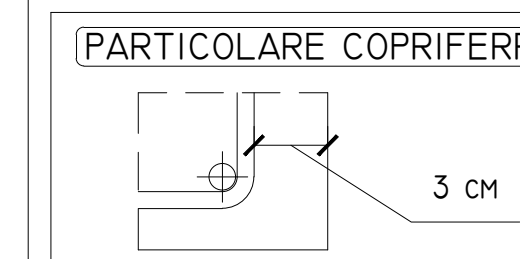
CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
PILASTRI	XCI	C45-55	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_{yk}	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_{tk}
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

PRESCRIZIONI

- LA QUOTA ZERO È RIFERITA AL PAVIMENTO FINITO INTERNO DELL'EDIFICIO
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- LA PIEGATURA DELLE STAFFE VA EFFETTUATA VERSO L'INTERNO CON ANGOLAZIONE 135°.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 3 CM. (SPESSORE MINIMO PER IL SOLO REQUISITO DI DURABILITÀ)
- RAGGI DI CURVATURA MINIMI DEI MANDRINI $>4\Phi$ (CON $\Phi < 16$).
 $>7\Phi$ (CON $\Phi > 16$).



POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA
EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE

Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio

Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa
mat. 787173

OGGETTO

PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO
PREFABBRICATO
AD USO COMMERCIALE

TITOLO ELABORATO

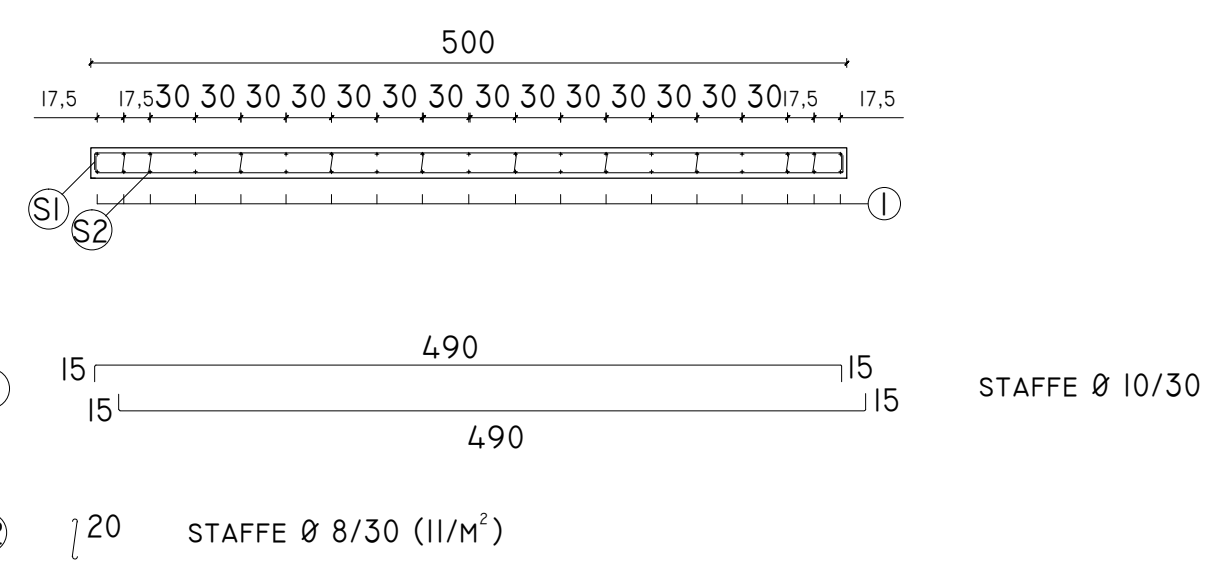
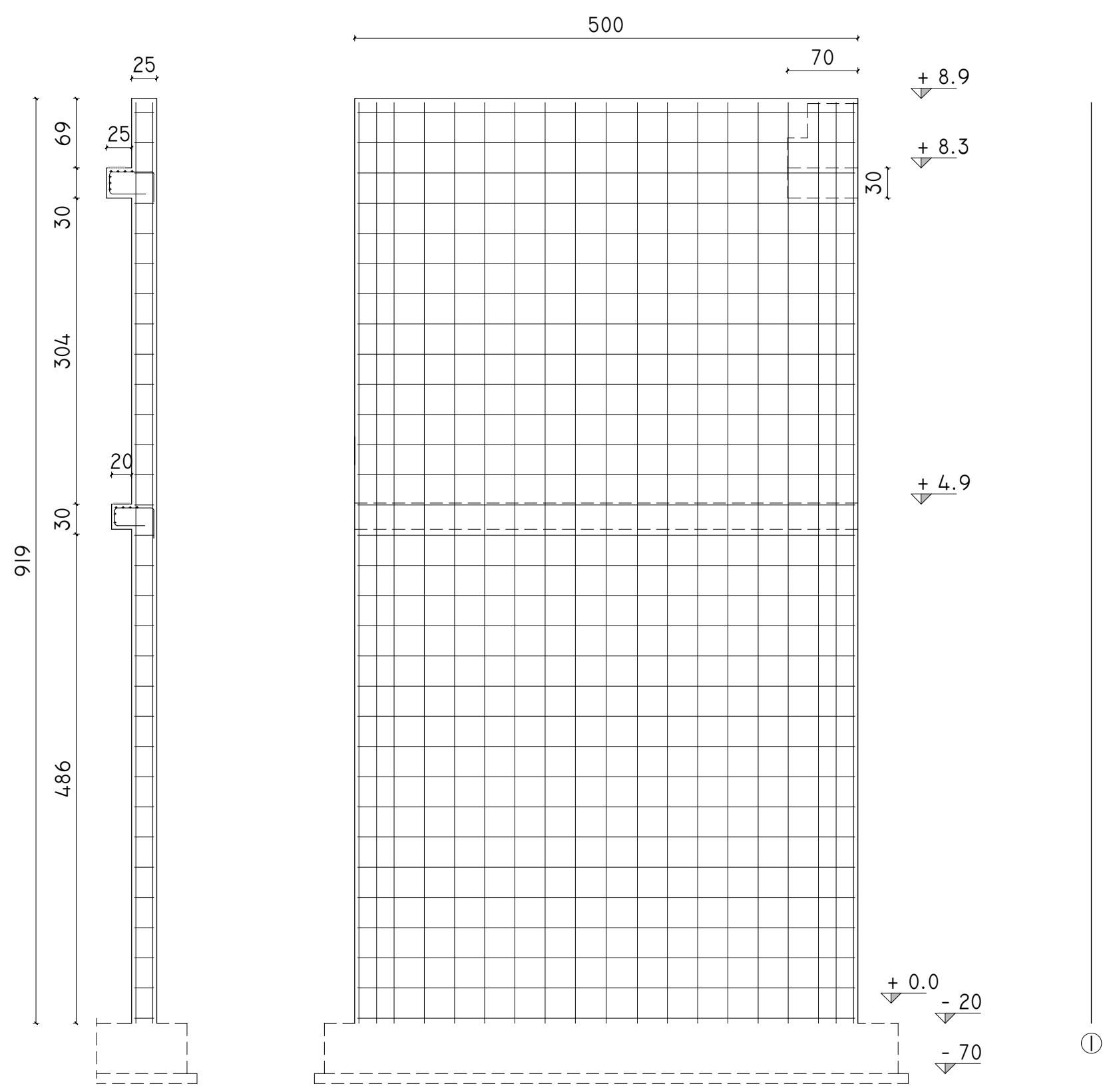
PILASTRO LATERALE

(Progettazione agli spostamenti)



DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:50 1:20	ESECUTIVI STRUTTURE	14

SETTO "S6"

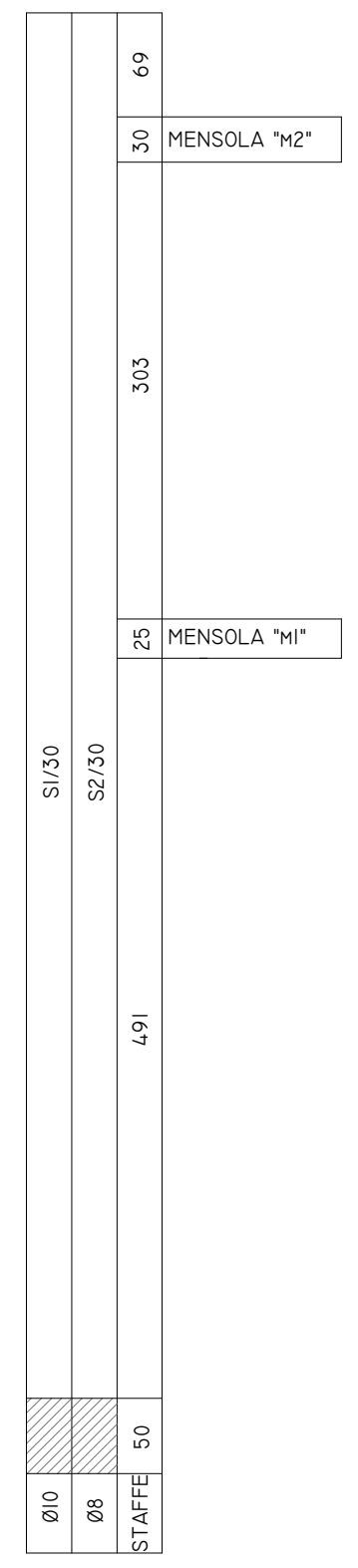


DISTINTA DEI FERRI

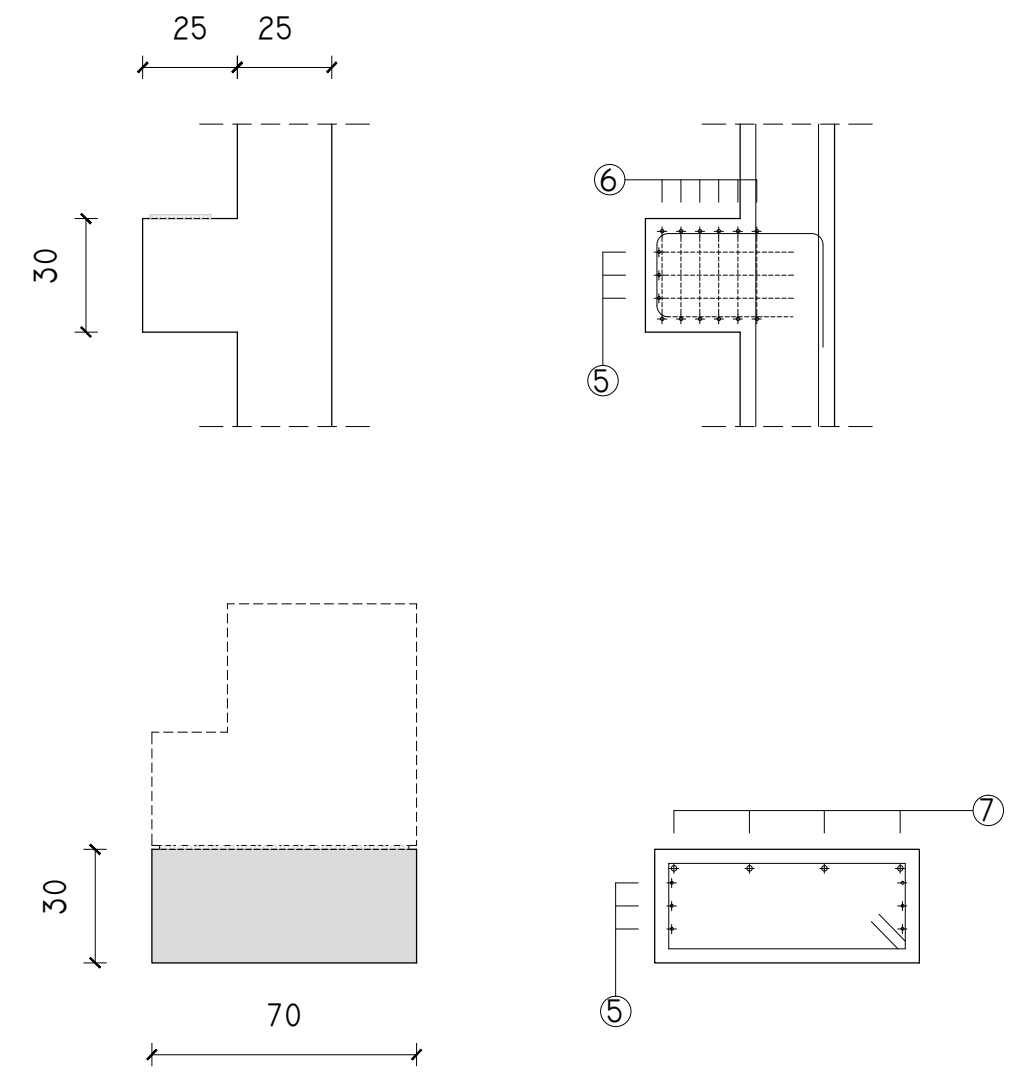
TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
1	19+19	10	980		
2	2/m	8	170		
3	4+4	14	550		
4	5/m	10	117		
5	3	10	132		
6	6	10	104		
7	4	14	132		

TIPO	N°	Ø	LUNG.	PESO	SAGOMATURA
S1	31+31	10	520		
S2	620	8	20		

PESO ACCIAIO KG



MENSOLA 2



MENSOLA 1

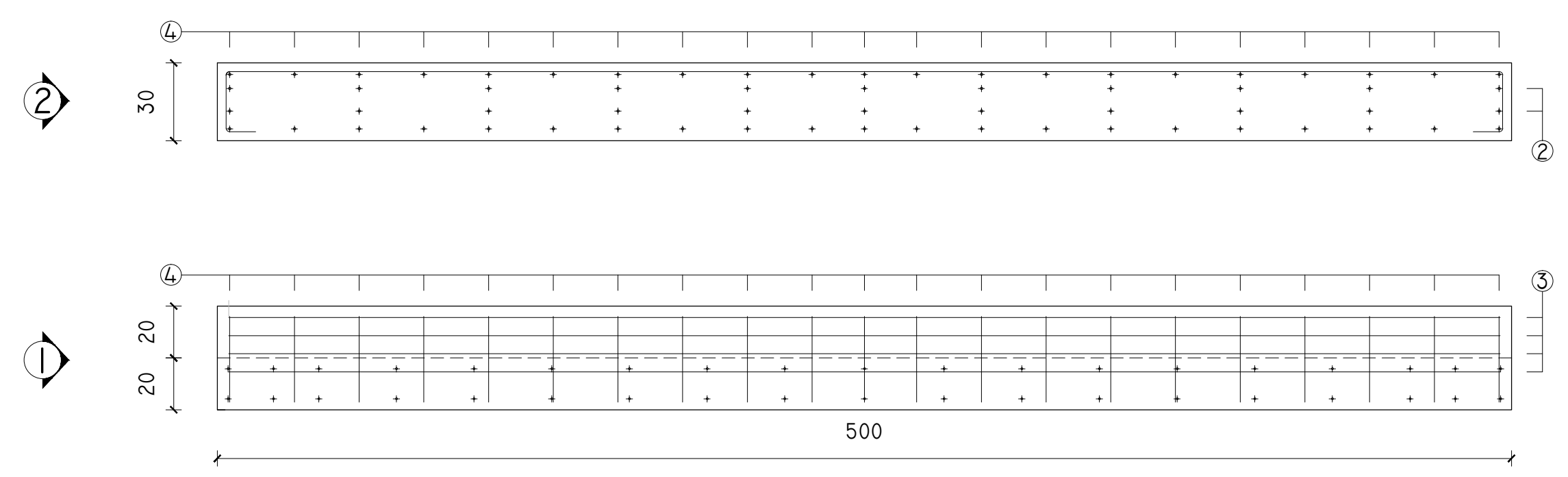


TABELLA MATERIALI

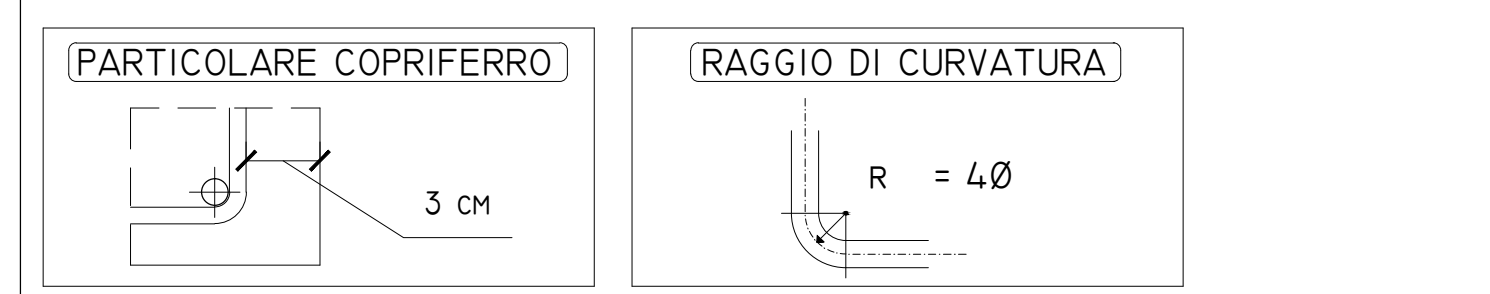
CALCESTRUZZO			
CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
SETTI IN C.A.	XCI	C25-30	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_{yk}	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_{tk}
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

PRESCRIZIONI

- LA QUOTA ZERO È RIFERITA AL PAVIMENTO FINITO INTERNO DELL'EDIFICIO
- IL MAGRONE ANDRÀ GETTATO CON RETE 8 PASSO 20/20 SOLO SE IL RAPPORTO l/h RISULTA MAGGIORE DI 1
- LE MISURE, SE NON INDICATO DIVERSAMENTE, SONO IN CM.
- LA PIEGATURA DELLE STAFFE VA EFFETTUATA VERSO L'INTERNO CON ANGOLO 135°.
- IL COPRIFERRO MINIMO DA GARANTIRE È DI 3 CM.
- RAGGI DI CURVATURA MINIMI DEI MANDRINI >4Φ (CON Φ<16). >7Φ (CON Φ>16).



POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE

Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio
Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa mat. 787173

PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO PREFABBRICATO AD USO COMMERCIALE

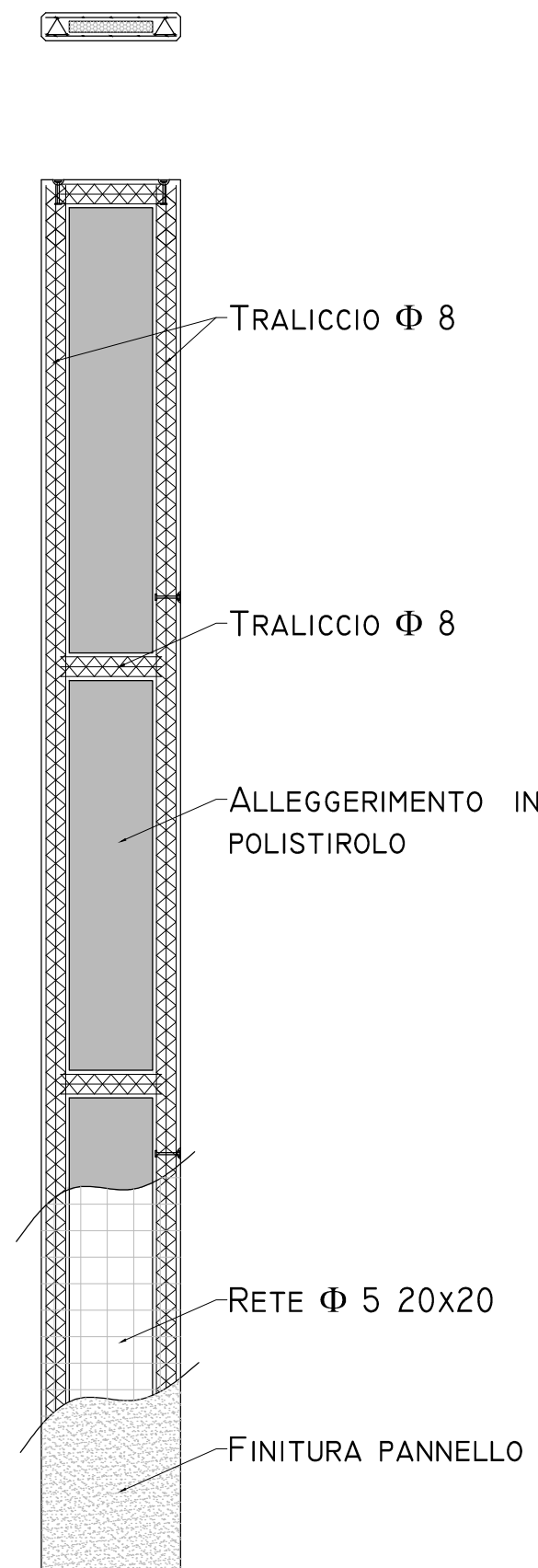
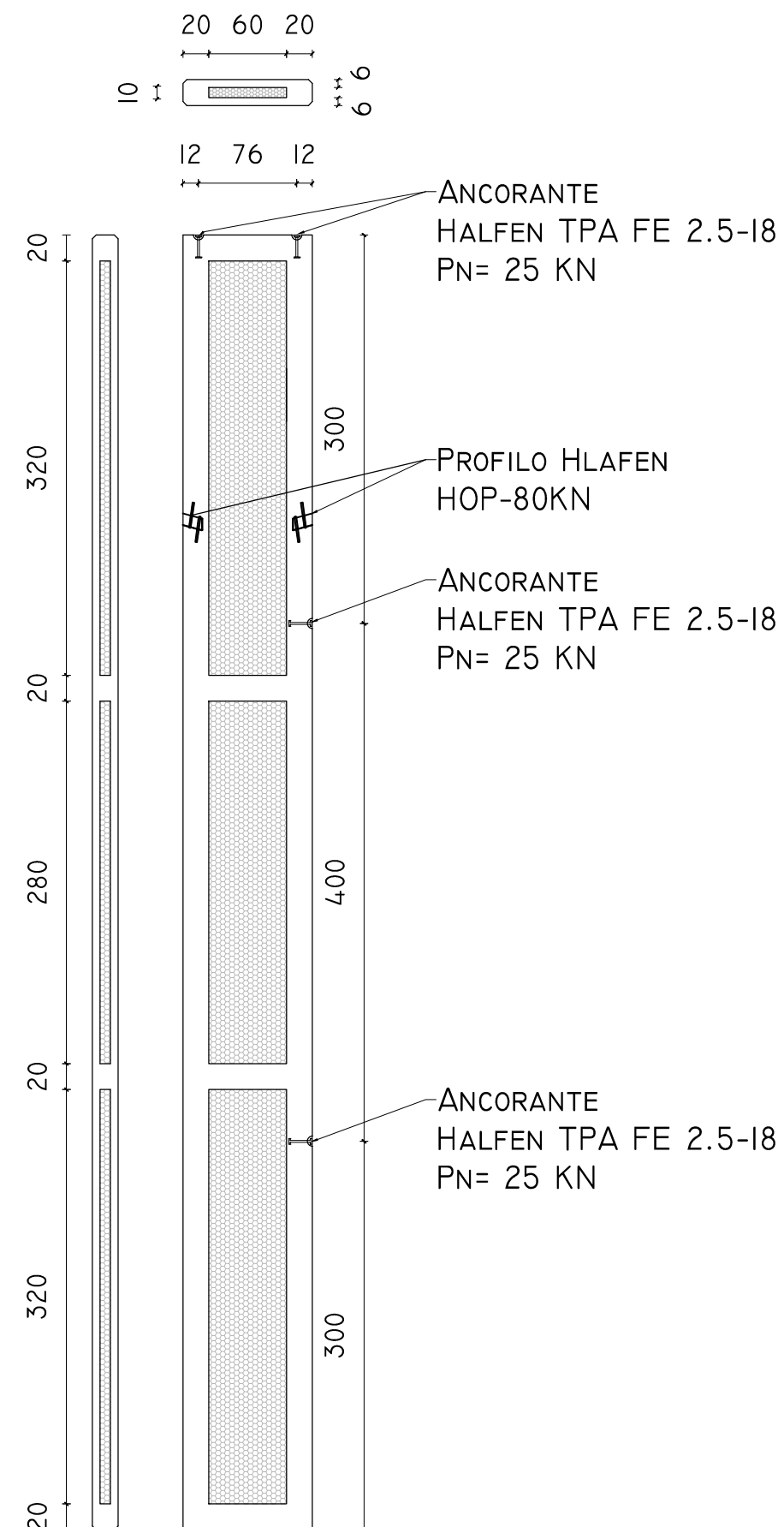
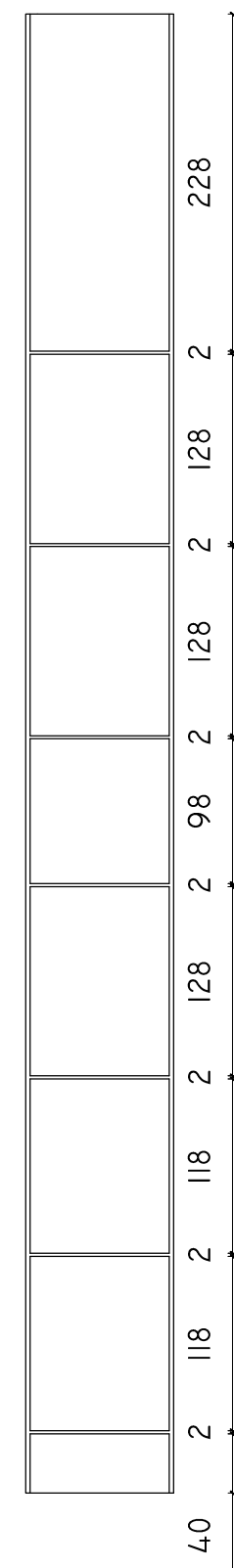
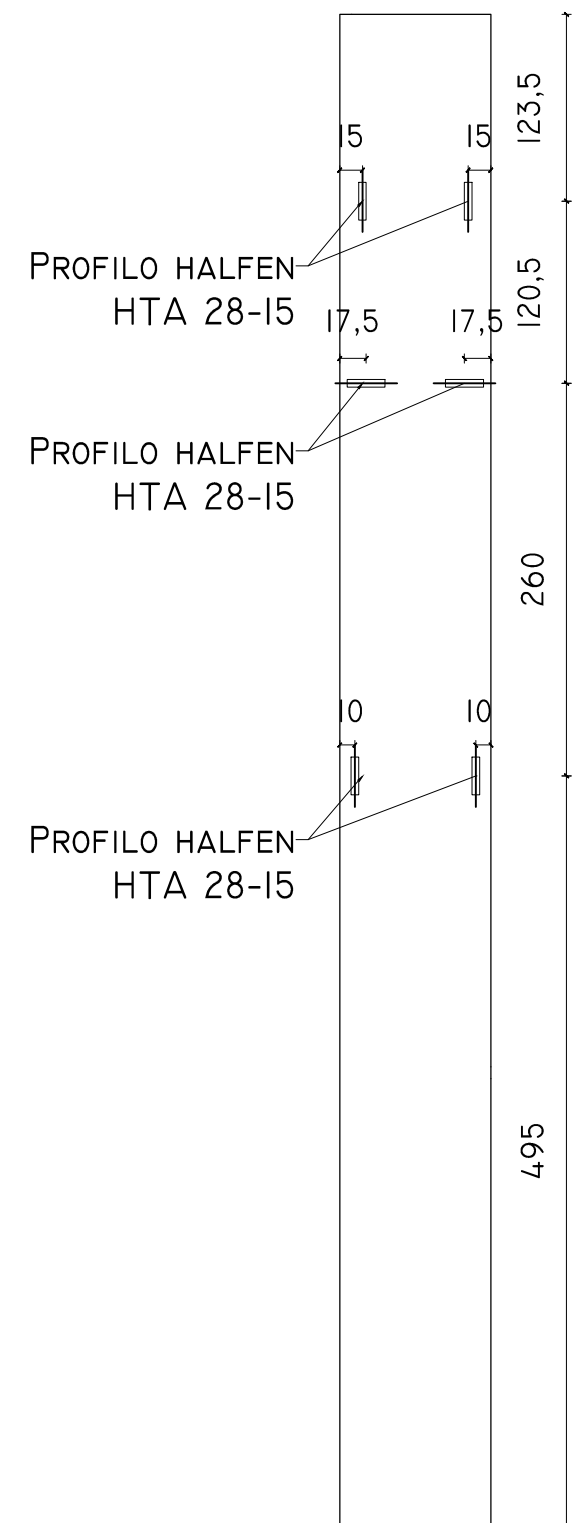
OGGETTO			
TITOLO ELABORATO			
SETTO "S6"			
DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:50 1:20	ESECUTIVO STRUTTURALE	16



PANNELLO VERTICALE (1x10x0.2)

PROSPETTO
INTERNO

PROSPETTO
ESTERNO



INSERTI

GANCI DI SOLLEVAMENTO: HALFEN TPA-FE 25/18	PORTATA 25 KN	N°2
GANCI DI RIBALTAMENTO: HALFEN TPA-FE 25/18	PORTATA 25 KN	N°2
PROFILO PORTA PANNELLO: HALFEN HOP 80 KN	PORTATA 80 KN	N°2
PROFILO DI RITENUTA PANNELLO: HALFEN HTA 28/15	ESTRAZIONE 4.2 TAGLIO 4.9 KN	N°6

TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO

CAMPI DI IMPIEGO	CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI CONSISTENZA
PANNELLI C.A.	XCI	C25-30	S3

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

CLASSE TECNICA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO f_{yk}	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA f_{tk}
B 450 C	450 N/mm	540 N/mm

POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA
EDILE-ARCHITETTURA



Corso di studi di
INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

ELABORATO DI LAUREA MAGISTRALE

Anno accademico 2013-2014

Relatore: Tattoni Sergio

Correlatore: Fringuelli Michele

Studente: Mainini Fabio Wasswa
mat. 787173

OGGETTO

PROGETTAZIONE ESECUTIVA DI UN EDIFICIO
PREFABBRICATO
AD USO COMMERCIALE

TITOLO ELABORATO

PANNELLO VERTICALE

DATA	SCALA	ELABORATO	N°
3/10/2014	1:50	ESECUTIVI	17