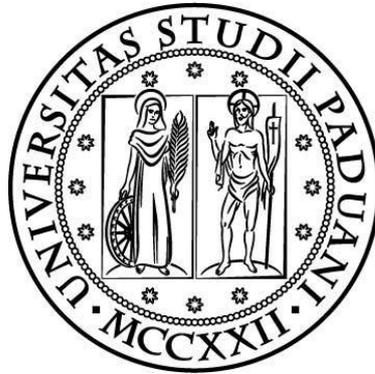


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO INGEGNERIA CIVILE EDILE AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

Studio sperimentale sulla risposta sismica di nodi trave- colonna in cemento armato realizzati con calcestruzzi con scorie: metodi e prove sperimentali

EXPERIMENTAL STUDY ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF RC COLUMN-BEAM JOINTS MADE WITH
EAF CONCRETE: EXPERIMENTAL METHODS

Relatore: Prof. Ing. Carlo Pellegrino

Laureando: Tiziano Gheno

Correlatori: Ing. Flora Faleschini
Ing. Mariano Angelo Zanini

Anno Accademico 2014/2015

Sommario

1. Introduzione	15
2. EAF Slag	17
2.1. Fornace ad arco elettrico	17
2.2. Scorie EAF.....	20
2.2.1. <i>Caratteristiche</i>	20
2.2.2. <i>Inquadramento normativo</i>	21
2.2.3. <i>Ambiti di utilizzo e processo produttivo</i>	23
3. Ricerca bibliografica	27
3.1. Utilizzo di scorie EAF in materiali a base cementizia	27
3.1.1. <i>JUAN M. MANSO, JUAN A. POLANCO, MILAGROS LOSANEZ, JAVIER J. GONZALEZ - DURABILITY OF CONCRETE MADE WITH EAF SLAG AS AGGREGATE (2005).</i>	27
3.1.2. <i>CARLO PELLEGRINO, VITTORIO GADDO – MECHANICAL AND DURABILITY CHARACTERISTICS OF CONCRETE CONTAINING EAF SLAG AS AGGREGATE.(2008).</i>	31
3.1.3. <i>SAMIR I. ABU EISHAH, AMR S. EL-DIEB, MOSTAFA S. BEDIR – PERFORMANCE OF CONCRETE MIXTURES MADE WITH ELECTRIC ARC FURNACE (EAF) STEEL SLAG AGGREGATE PRODUCED IN THE ARABIAN GULF REGION (2010).</i>	33
3.1.4. <i>CARLO PELLEGRINO, PAOLO CAVAGNIS, FLORA FALESCHINI, KATYA BRUNELLI - PROPERTIES OF CONCRETES WITH BLACK/OXIDIZING ELECTRIC ARC FURNACE SLAG AGGREGATE (2012).</i>	35
3.2. La valutazione della vulnerabilità sismica di nodi trave-colonna	40
3.2.1. <i>ANGELO MASI, GIUSEPPE SANTARSIERO, GIOVANNI DE CARLO, GIAN PIERO LIGNOLA, GERARDO M. VERDERAME – VALUTAZIONE E RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. (2008).</i> 40	

3.2.2.	<i>ANGELO MASI, GIUSEPPE SANTARSIERO, CLAUDIO MORONI, DOMENICO NIGRO – MECCANISMI DI COLLASSO DI NODI ESTERNI TRAVE-COLONNA IN C.A. SOTTOPOSTI A TEST CICLICI (2009).</i>	45
3.2.3.	<i>F. BRAGA, G. DE CARLO, G. F. CORRADO, R. GIGLIOTTI, M. LATERZA, D. NIGRO – MECCANISMI DI RISPOSTA DI NODI TRAVE-PILASTRO IN C.A. DI STRUTTURE NON ANTISISMICHE (2001).</i>	52
3.2.4.	<i>MAURO DOLCE, ANGELO MASI, CLAUDIO MORONI, DOMENICO NIGRO, GIUSEPPE SANTARSIERO, MAURIZIO FERRINI – COMPORTAMENTO CICLICO-SPERIMENTALE DI UN NODO TRAVE.PILASTRO ESTRATTO DA UNA STRUTTURA ESISTENTE IN C.A. (2005).</i>	58
3.2.5.	<i>SALAHUDDIN QUDAH, MOHAMED MAALEJ – APPLICATION OF ENGINEERED CEMENTITIOUS COMPOSITES (ECC) IN INTERIOR BEAM COLUMN CONNECTIONS FOR ENHANCED SEISMIC RESISTANCE (2013).</i>	63
3.2.6.	<i>R. SCOTTA, L. TESSER – COMPORTAMENTO DI NODI TRAVE-PILASTRO SISMO-RESISTENTI IN STRUTTURA MISTA DI TIPO TRALICCIATO SOGGETTI AD AZIONI CICLICHE.</i>	70
4.	Caratterizzazione materiali e definizione dei calcestruzzi utilizzati	81
4.1.	Caratterizzazione dei materiali	81
4.1.1.	<i>Umidità</i>	81
4.1.2.	<i>Determinazione della massa volumica dei granuli e dell'assorbimento dell'acqua</i>	82
4.1.3.	<i>Granulometria</i>	85
4.2.	Definizione dei vari mix testati	87
4.2.1.	<i>Composizione dei vari mix</i>	87
4.2.2.	<i>Le proprietà meccaniche del calcestruzzo</i>	89
4.3.	Particolari riguardanti i mix utilizzati	108
4.3.1.	<i>Miscela C - Mix 2 Trad.</i>	109
4.3.2.	<i>Miscela E1 - Mix 2 EAF (11/11/14)</i>	114
4.3.3.	<i>Miscela E2</i>	120

5. Dimensionamento del nodo	123
5.1. Contestualizzazione dell'elemento di prova.....	123
5.1.1. <i>Analisi dei carichi</i>	124
5.2. Caratteristiche dei nodi.....	131
5.3. Azioni agenti sul nodo	132
5.3.1. <i>Condizione 1</i>	133
5.4. Armature	139
5.4.1. <i>Armatura trave</i>	140
5.4.2. <i>Armatura pilastro</i>	146
5.5. Verifiche dei nodi trave-pilastro	152
5.5.1. <i>Nodo realizzato con miscela C</i>	152
5.5.2. <i>Nodo realizzato con miscela E1</i>	166
5.5.3. <i>Nodo realizzato con miscela E2</i>	178
5.5.4. <i>Confronto deformazioni calcolate con straus7</i>	192
6. Setup di prova	195
6.1. Dimensionamento e verifica delle parti necessarie	196
6.1.1. <i>Cerniera alla base</i>	198
6.1.2. <i>Cerniera Martinetto</i>	220
6.1.3. <i>Aggancio trave-biella</i>	237
6.1.4. <i>Profilati upn ed L</i>	253
7. Conclusioni	265
8. Riferimenti bibliografici	267
Ringraziamenti	271

Appendice A	271
A. Tavole nodo.....	273
B. Tavole Parti meccaniche	273
<i>a. Aggangio trave biella.....</i>	<i>273</i>
<i>b. Barre filettate.....</i>	<i>273</i>
<i>c. Cerniera 1.....</i>	<i>273</i>
<i>d. Cerniera 2.....</i>	<i>274</i>
<i>e. Profilati.....</i>	<i>274</i>

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 2.1 COMPOSIZIONE CHIMICA DELLE SCORIE EAF; RIF. "ELECTRIC ARC FURNACE SLAG IN CONCRETE, J. M. MANSO, J. J. GONZALEZ, J. A. POLANCO"	20
TABELLA 3.1 MIX DESIGN DEI CALCESTRUZZI TESTATI	28
TABELLA 3.2 PRINCIPALI PROPRIETÀ DEI CALCESTRUZZI CONTENENTI EAF SLAG UTILIZZATI.....	28
TABELLA 3.3 PROPRIETÀ DEI CALCESTRUZZI CONTENENTI EAF SLAG DOPO IL TEST IN AUTOCLAVE E 90 GIORNI DI RIPOSO IN ACQUA	29
TABELLA 3.4 PROPRIETÀ DEI CALCESTRUZZI CON SCORIE DOPO INVECCHIAMENTO ACCELERATO	29
TABELLA 3.5 PROPRIETÀ DEI CALCESTRUZZI CON SCORIE DOPO CICLI DI GELO-DISGELO	30
TABELLA 3.6 RISULTATI DEL TEST DI PERCOLAZIONE SUI CALCESTRUZZI E SULLE SCORIE	30
TABELLA 3.7 MIX DESIGN DEI CALCESTRUZZI UTILIZZATI	31
TABELLA 3.8 RESISTENZA A COMPRESIONE DEI PROVINI NEI VARI STADI DI STAGIONATURA	32
TABELLA 3.9 DETTAGLIO DEI MIX UTILIZZATI.....	33
TABELLA 3.10 RISULTATI DEI TEST EFFETTUATI SUI CALCESTRUZZI FRESCHI	34
TABELLA 3.11 RISULTATI DEL TEST DI RESISTENZA A TRAZIONE INDIRECTA (PROVA BRASILIANA)	35
TABELLA 3.12 RISULTATI DEL TEST DI DURABILITÀ.....	35
TABELLA 3.13 RISULTATI DEL TEST DI PERCOLAMENTO.	36
TABELLA 3.14 MIX DESIGN DEI CALCESTRUZZI UTILIZZATI, LE QUANTITÀ FANNO RIFERIMENTO AD 1 M ³ DI CALCESTRUZZO ..	37
TABELLA 3.15 PESI SPECIFICI MEDI, SLUMP TEST, RESISTENZA A COMPRESIONE E A TRAZIONE, DOPO 7 E 28 GIORNI.	37
TABELLA 3.16 PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO DOPO INVECCHIAMENTO ACCELERATO PER 32 GIORNI E CONFRONTO CON LE STESSE PRIMA DEL PROCESSO.	38
TABELLA 3.17 PROPRIETÀ DEI CALCESTRUZZI DOPO CICLI DI GELO-DISGELO PER 25 GIORNI E CONFRONTO CON LE STESSE PRIMA DEI CICLI.	38
TABELLA 3.18 PROPRIETÀ DEI CALCESTRUZZI DOPO CICLI DI IMMERSIONE E ASCIUGATURA PER 30 GIORNI E CONFRONTO CON LE STESSE PRIMA DEL PROCESSO.....	39
TABELLA 3.19 CARATTERISTICHE DEI 10 NODI TESTATI.	46
TABELLA 3.20 PRINCIPALI RISULTATI DEI TEST EFFETTUATI ((*) NODI REALIZZATI CON ACCIAIO POCO DUTTILE)	47
TABELLA 3.21 CARATTERIZZAZIONE DEI PROVINI.	65
TABELLA 3.22 CARATTERISTICHE DELLE FIBRE UTILIZZATE.....	67
TABELLA 3.23 PROPORZIONI DEL MIX PER ECC.....	67
TABELLA 3.24 PARAMETRI DELLO SPETTRO DI PROGETTO ORIZZONTALE	70
TABELLA 3.25 RESISTENZE CILINDRICHE DEI PROVINI DI CALCESTRUZZO OTTENUTE DA CAROTE ESTRATTE A PROVE ULTIME.	77
TABELLA 3.26 RESISTENZE DI SNERVAMENTO E DI ROTTURA, E ALLUNGAMENTI A ROTTURA DEGLI ACCIAI OTTENUTE DA SPEZZONI PRELEVATI DAI NODI.....	77
TABELLA 3.27 CONFRONTO TRA LA RESISTENZA SPERIMENTALE E LA RESISTENZA TEORICA DEI NODI TRAVE-PILASTRO.....	78
TABELLA 4.1 DETERMINAZIONE DELL'UMIDITÀ DEGLI AGGREGATI IN DATA 30/10/14.....	81
TABELLA 4.2 DETERMINAZIONE DELL'UMIDITÀ DEGLI AGGREGATI IN DATA 17/11/14.....	82
TABELLA 4.3 ANALISI DEL PRIMO CAMPIONE DI SABBIA.....	83
TABELLA 4.4 ANALISI DEL SECONDO CAMPIONE DI SABBIA.....	83
TABELLA 4.5 ANALISI DEL PRIMO CAMPIONE DI SCORIE EAF.....	84
TABELLA 4.6 ANALISI DEL SECONDO CAMPIONE DI SCORIE EAF.....	84
TABELLA 4.7 RISULTATI DELL'ANALISI GRANULOMETRICA SULLA SABBIA IN DATA 14/10/14.....	85
TABELLA 4.8 RISULTATI DELL'ANALISI GRANULOMETRICA SULLA SCORIA EAF IN DATA 30/10/14.....	86
TABELLA 4.9 MIX DESIGN DEI CALCESTRUZZI TRADIZIONALI.	87
TABELLA 4.10 MIX DESIGN DEI CALCESTRUZZI CONTENENTI SCORIE EAF.....	88
TABELLA 4.11 PESI SPECIFICI MEDI DEI CALCESTRUZZI REALIZZATI.	88

Indice delle tabelle

TABELLA 4.12	NORMATIVE UTILIZZATE.	89
TABELLA 4.13	PROVE MECCANICHE PIANIFICATE E NORMA DI RIFERIMENTO.	91
TABELLA 4.14	RESISTENZA A COMPRESSIONE CUBICA DEI CALCESTRUZZI TESTATI.	94
TABELLA 4.15	RESISTENZA A COMPRESSIONE CILINDRICA DEI CALCESTRUZZI TESTATI.	96
TABELLA 4.16	RESISTENZA A TRAZIONE INDIRETTA DEI CALCESTRUZZI TESTATI.	99
TABELLA 4.17	MODULI ELASTICI DEI CALCESTRUZZI TESTATI.	104
TABELLA 4.18	COMPOSIZIONE MISCELA C	109
TABELLA 4.19	RISULTATI DELLE PROVE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE A 28 GIORNI.	109
TABELLA 4.20	RISULTATI DELLA PROVA A TRAZIONE INDIRETTA .	110
TABELLA 4.21	DETERMINAZIONE DI ΣB MEDIA	110
TABELLA 4.22	DETERMINAZIONE DI ΣA MEDIA	110
TABELLA 4.23	ELABORAZIONE DELLE DEFORMAZIONI.	111
TABELLA 4.24	CARATTERISTICHE MEDIE MISCELA C.	113
TABELLA 4.25	COMPOSIZIONE MISCELA E1	114
TABELLA 4.26	RISULTATI DELLE PROVE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE A 7 GIORNI.	114
TABELLA 4.27	RISULTATI DELLE PROVE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE A 28 GIORNI.	115
TABELLA 4.28	RISULTATI DELLA PROVA A TRAZIONE INDIRETTA .	115
TABELLA 4.29	DETERMINAZIONE DI ΣB MEDIA	116
TABELLA 4.30	DETERMINAZIONE DI ΣA MEDIA	116
TABELLA 4.31	ELABORAZIONE DELLE DEFORMAZIONI.	116
TABELLA 4.32	CARATTERISTICHE MEDIE MISCELA E1.	119
TABELLA 4.33	COMPOSIZIONE MISCELA E2	120
TABELLA 4.34	RESISTENZA A COMPRESSIONE.	120
TABELLA 4.35	RESISTENZA A TRAZIONE (PROVA BRASILIANA).	120
TABELLA 4.36	MODULO ELASTICO	121
TABELLA 4.37	CARATTERISTICHE MEDIE MISCELA E2.	121
TABELLA 5.1	ANALISI CARICHI COPERTURA	124
TABELLA 5.2	ANALISI CARICHI SECONDO IMPALCATO.	125
TABELLA 5.3	ANALISI CARICHI PRIMO IMPALCATO.	125
TABELLA 5.4	DISTINTA FERRI TRAVE.	140
TABELLA 5.5	DISTINTA FERRI COLONNA	147
TABELLA 5.6	CARATTERISTICHE MISCELA C.	152
TABELLA 5.7	CARATTERISTICHE MISCELA E1	166
TABELLA 5.8	CARATTERISTICHE MISCELA C.	178
TABELLA 5.9	TABELLA SPOSTAMENTI MISCELA C/E2	194
TABELLA 5.10	TABELLA SPOSTAMENTI MISCELA E1.	194

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1.1 AGGREGATO EAF SLAG	15
FIGURA 2.1 CROGIOLO DURANTE LA SPILLATURA DELL'ACCIAIO	17
FIGURA 2.2 CICLO DI PRODUZIONE DELL'ACCIAIO MEDIANTE FORNO AD ARCO ELETTRICO.	19
FIGURA 2.3 SCHEMA SINTETICO DELL'INQUADRAMENTO NORMATIVO RIFERITO AI PRODOTTI E SOTTOPRODOTTI DI ACCIAIERIA	22
FIGURA 2.4 PEZZATURA DELLE SCORIE UTILIZZATE	24
FIGURA 3.1 DIAGRAMMA RIPORTANTE I RISULTATI DI TUTTI I TEST DI COMPRESSIONE EFFETTUATI SUI VARI CALCESTRUZZI NEI VARI STADI DI MATURAZIONE.....	34
FIGURA 3.2 RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI CALCESTRUZZI DOPO LA STAGIONATURA NATURALE E DOPO VARI TEST DI DURABILITÀ.	39
FIGURA 3.3 FORMA E DIMENSIONI DEI PROVINI REALIZZATI.	40
FIGURA 3.4 LEGENDA.	41
FIGURA 3.5 ELENCO DEI TEST ESEGUITI SUI PROVINI.	41
FIGURA 3.6 DISPOSIZIONE ARMATURE PER I PROVINI PROGETTATI PER ZONA SISMICA 2.	41
FIGURA 3.7 DISPOSIZIONE ARMATURE PER I PROVINI PROGETTATI PER SOLI CARICHI VERTICALI.	42
FIGURA 3.8 COMPOSIZIONE DEL SETUP DI PROVA.	43
FIGURA 3.9 PARTICOLARE DELLA DISPOSIZIONE DEI TRASDUTTORI SUL PANNELLO NODALE (SINISTRA) E INDICAZIONE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI (DESTRA).	43
FIGURA 3.10 STORIA DI CARICO.....	44
FIGURA 3.11 VISUALE DEL NODO PRONTO PER ESSERE TESTATO, SI POSSONO NOTARE IL CASTELLO NECESSARIO PER L'APPLICAZIONE DELLO SFORZO ASSIALE E TUTTE LE STRUMENTAZIONI NECESSARIE AL RILEVAMENTO DEGLI SPOSTAMENTI E DELLE DEFORMAZIONI.	46
FIGURA 3.12 A) DETTAGLI DEI NODI ZS2. B) DETTAGLI DEI NODI NON ANTISISMICI NE.	47
FIGURA 3.13 CADUTA DI RESISTENZA 1°-3° CICLO DEI NODI T1, T3 E T5.....	48
FIGURA 3.14 TEST T5: STATO DI DANNEGGIAMENTO PER DRIFT = 5%.....	49
FIGURA 3.15 DETTAGLI DELLE ARMATURE E STRAIN GAUGES SULLA SUPERFICIE DELLE BARRE LONGITUDINALI.	53
FIGURA 3.16 DEFORMATA QUALITATIVA DEL TELAIO DI RIFERIMENTO E STORIA DI SPOSTAMENTI APPLICATA AI NODI.	54
FIGURA 3.17 MODALITÀ DI PROVA : (A) P ASSIALE; (B) P VERTICALE (P-Δ).	54
FIGURA 3.18 NODO INTERNO C23-2, DOVE È POSSIBILE OSSERVARE IL SETUP DI PROVA(SINISTRA) E LA ROTTURA DEL NODO AL TERMINE DELLA PROVA (DESTRA).	55
FIGURA 3.19 NODO A T: SCHEMA DEI TRASDUTTORI.....	55
FIGURA 3.20 DIAGRAMMI INVILUPPO TAGLIO DI PIANO-SPOSTAMENTO NODI T23-1 E C23-1.....	56
FIGURA 3.21 APPARATO DI PROVA.....	59
FIGURA 3.22 SCHEMA DEL NODO CON LE "PROTESI" IN ACCIAIO.	60
FIGURA 3.23 NODO STRUMENTATO PRIMA DEL TEST	61
FIGURA 3.24 STRUMENTAZIONE PER LA MISURA DELLE DEFORMAZIONI.	61
FIGURA 3.25 DIMENSIONI E DETTAGLI DELLA CONNESSIONE TRAVE-COLONNA.	64
FIGURA 3.26 LOCALIZZAZIONE DELLA ZONA COSTITUITA DI ECC ALL'INTERNO DEI CAMPIONI.....	64
FIGURA 3.27 DETTAGLI DELLE STAFFATURE DEI VARI PROVINI	66
FIGURA 3.28 SCHEMA STATICO UTILIZZATO E PUNTO DI APPLICAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI.....	67
FIGURA 3.29 STORIA DI CARICO.....	67
FIGURA 3.30 SETUP DI PROVA.....	68
FIGURA 3.31 DEFORMAZIONI DIAGONALI E DISPOSIZIONE DEI TRASDUTTORI DI SPOSTAMENTO INDUTTIVI NEL CUORE DEL NODO DEL PROVINO IN C.A.	68
FIGURA 3.32 PARTICOLARE DEL DANNEGGIAMENTO DELL'UNIONE DOPO L'ESECUZIONE DELLA PROVA.	68
FIGURA 3.33 PIANTE DELL'EDIFICIO TIPO CON INDICAZIONE DEL TELAIO SCELTO.	71

FIGURA 3.34 PROSPETTO DEL TELAIO CON INDICAZIONE DEL NODO TRAVE-PILASTRO ESTRAPOLATO	71
FIGURA 3.35 DETTAGLIO DELLE ARMATURE DEL NODO IN C.A. NORMALE.....	72
FIGURA 3.36 DETTAGLI ARMATURE DEI NODI CON TRAVI IN STRUTTURA MISTA E PILASTRI IN C.A. NORMALE.	72
FIGURA 3.37 DETTAGLI ARMATURE DEL NODO CON TRAVI IN STRUTTURA MISTA, PILASTRO IN C.A. E TRALICCIO INTEGRATIVO A CROCE.	73
FIGURA 3.38 DETTAGLI ARMATURE DEL NODO CON TRAVI IN STRUTTURA MISTA E PILASTRI MISTI INCAMICIATI CON TRALICCIO INTEGRATIVO A CROCE.....	74
FIGURA 3.39 DISPOSIZIONE DEL SETUP DI PROVA.....	75
FIGURA 3.40 LOCALIZZAZIONE DEI TRASDUTTORI NEL SETUP DI PROVA.	76
FIGURA 3.41 LOCALIZZAZIONE DEGLI STRAIN GAUGES	76
FIGURA 3.42 GRAFICO RIGUARDANTE GLI SPOSTAMENTI RELATIVI D'INTERPIANO E DUTTILITÀ.....	78
FIGURA 4.1 PICNOMETRO.	82
FIGURA 4.2 VAGLI UTILIZZATI DURANTE L'ANALISI GRANULOMETRICA.	85
FIGURA 4.3 CURVA GRANULOMETRICA OTTENUTA INSERENDO I DATI DELLE ANALISI PRECEDENTI.	86
FIGURA 4.4 GRAFICO DI CONFRONTO TRA I PESI SPECIFICI MEDI DEI CALCESTRUZZI REALIZZATI.....	89
FIGURA 4.5 PROVINI CUBICI E CILINDRICI DURANTE LA STAGIONATURA IN VASCA A 20°C.	91
FIGURA 4.6 PRESSA UTILIZZATA PER LE PROVE DI COMPRESSIONE.	92
FIGURA 4.7 MODALITÀ DI ROTTURA OTTIMALE.....	93
FIGURA 4.8 PROVINO DI CALCESTRUZZO CONTENENTE EAF DOPO LA PROVA DI COMPRESSIONE.	93
FIGURA 4.9 PROVINO DI CALCESTRUZZO CONTENENTE EAF DOPO LA PROVA DI COMPRESSIONE.	93
FIGURA 4.10 GRAFICO DI CONFRONTO FRA LE RESISTENZE A COMPRESSIONE CUBICHE DEI CALCESTRUZZI TESTATI.	94
FIGURA 4.11 TIPOLOGIE DI ROTTURA DEI PROVINI CILINDRICI SOTTOPOSTI A COMPRESSIONE.	95
FIGURA 4.12 PROVINO SOTTOPOSTO A PROVA DI COMPRESSIONE, PRIMA E DOPO.....	95
FIGURA 4.13 GRAFICO DI CONFRONTO FRA LE RESISTENZE A COMPRESSIONE CILINDRICHE DEI CALCESTRUZZI TESTATI.	96
FIGURA 4.14 POSIZIONAMENTO DI UN PROVINO CILINDRICO NELLA PRESSA UTILIZZATA PER LE PROVE.	97
FIGURA 4.15 ANDAMENTO DELLE TENSIONI DURANTE LA PROVA.	97
FIGURA 4.167 COME FIGURA PRECI.	98
FIGURA 4.176 CALCESTRUZZO CON EAF DOPO PROVA BRASILIANA.	98
FIGURA 4.18 PARTICOLARE DEL CONFRONTO FRA I CALCESTRUZZI.....	98
FIGURA 4.19 CONFRONTO TRA CLS TRADIZIONALE E CLS CON EAF DOPO PROVA BRASILIANA.	98
FIGURA 4.20 GRAFICO DI CONFRONTO FRA LE RESISTENZE A TRAZIONE INDIRETTA DEI CALCESTRUZZI TESTATI.....	99
FIGURA 4.21PRESSA UTILIZZATA PER LA DETERMINAZIONE DEL MODULO ELASTICO.	100
FIGURA 4.22 ESTENSIMETRO UTILIZZATO.	100
FIGURA 4.23 PROVINO PRONTO PER L'ESECUZIONE DELLA PROVA, SI POSSONO NOTARE I 3 ESTENSIMETRI APPLICATI.....	101
FIGURA 4.24 INDICAZIONI DA NORMATIVA PER L'APPLICAZIONE DEI CARICHI DURANTE LO SVOLGIMENTO DELLA PROVA; IN ASCISSA SI HANNO I TEMPI DI APPLICAZIONE, MENTRE IN ORDINATA LE TENSIONI DA APPLICARE.	102
FIGURA 4.25 GRAFICO DI CONFRONTO TRA I MODULI ELASTICI DEI CALCESTRUZZI TESTATI.	104
FIGURA 4.26 GRAFICO TENSIONE-DEFORMAZIONE MIX 1 TRAD.	105
FIGURA 4.27 GRAFICO TENSIONE-DEFORMAZIONE MIX 2 TRAD.	105
FIGURA 4.28 GRAFICO TENSIONE-DEFORMAZIONE MIX 3 TRAD.	105
FIGURA 4.29 GRAFICO TENSIONE-DEFORMAZIONE MIX 1 EAF.	106
FIGURA 4.30 GRAFICO TENSIONE-DEFORMAZIONE MIX 2 EAF.	106
FIGURA 4.31 GRAFICO TENSIONE-DEFORMAZIONE MIX 3 EAF.	106
FIGURA 4.32 GRAFICO TENSIONE-DEFORMAZIONE MIX 4 EAF.	107
FIGURA 4.33 GRAFICO TENSIONE-DEFORMAZIONE MIX 5 EAF.	107
FIGURA 4.34 GRAFICO TENSIONE-DEFORMAZIONE MIX 6 EAF.	107
FIGURA 4.35 STORIA DI CARICO RELATIVA ALLA PROVA SVOLTA.....	111
FIGURA 4.36 CURVA CARICO SPOSTAMENTO.	112
FIGURA 4.37 CURVA TEMPO-SPOSTAMENTO TRAVERSA.	112

FIGURA 4.38 CURVA TEMPO-CARICO.....	113
FIGURA 4.39 STORIA DI CARICO RELATIVA ALLA PROVA SVOLTA.....	117
FIGURA 4.40 CURVA CARICO SPOSTAMENTO.....	117
FIGURA 4.41 CURVA TEMPO-SPOSTAMENTO TRAVERSA.....	118
FIGURA 4.42 CURVA TEMPO-CARICO.....	118
FIGURA 5.1 PROSPETTI FABBRICATO E PARTICOLARE NODO ESTRAPOLATO.....	123
FIGURA 5.2 AREA D'INFLUENZA DEL PILASTRO.....	124
FIGURA 5.3 RISULTATI DA SPETTRI NTC – FASE1.....	126
FIGURA 5.4 RISULTATI DA SPETTRI NTC – FASE2.....	126
FIGURA 5.5 RISULTATI DA SPETTRI NTC – FASE3.....	127
FIGURA 5.6 SPETTRI DI RISPOSTA NTC E PARAMETRI DI CALCOLO.....	127
FIGURA 5.7 CARICHI SISMICI APPLICATI AL PIANO.....	129
FIGURA 5.8 CARICO SISMICO RISULTANTE ALLA SOMMITÀ DEL PILASTRO.....	130
FIGURA 5.9 DIMENSIONI NODO.....	131
FIGURA 5.10 MISURE DI APPLICAZIONE DEL CARICO.....	132
FIGURA 5.11 SFORZO ASSIEME IN FASE DI SPINTA.....	133
FIGURA 5.12 SFORZO ASSIALE IN FASE DI TIRO.....	133
FIGURA 5.13 DIAGRAMMA DI TAGLIO IN FASE DI SPINTA.....	134
FIGURA 5.14 DIAGRAMMA DI TAGLIO IN FASE DI TIRO.....	134
FIGURA 5.15 DIAGRAMMA MOMENTI IN FASE DI SPINTA.....	135
FIGURA 5.16 DIAGRAMMA MOMENTI IN FASE DI TIRO.....	135
FIGURA 5.17 DIAGRAMMA AZIONE ASSIALE IN FASE DI SPINTA (COND.2).....	136
FIGURA 5.18 DIAGRAMMA AZIONE ASSIALE IN FASE DI TIRO (COND.2).....	136
FIGURA 5.19 DIAGRAMMA DI TAGLIO IN FASE DI SPINTA (COND. 2).....	137
FIGURA 5.20 DIAGRAMMA DI TAGLIO IN FASE DI TIRO (COND.2).....	137
FIGURA 5.21 DIAGRAMMA MOMENTI IN FASE DI SPINTA (COND.2).....	138
FIGURA 5.22 DIAGRAMMA MOMENTI IN FASE DI TIRO (COND. 2).....	138
FIGURA 5.23 IMMAGINE ARMATURA NODO.....	139
FIGURA 5.24 IMMAGINE ARMATURA TRAVE.....	140
FIGURA 5.25 ARMATURA LONGITUDINALE TRAVE.....	142
FIGURA 5.26 PARTICOLARE ARMATURA LONGITUDINALE INFERIORE TRAVE.....	142
FIGURA 5.27 PARTICOLARE ARMATURA LONGITUDINALE SUPERIORE TRAVE.....	143
FIGURA 5.28 ARMATURE TRASVERSALI TRAVE.....	144
FIGURA 5.29 PARTICOLARI ARMATURE TRASVERSALI TRAVE.....	145
FIGURA 5.30 ARMATURA COLONNA.....	146
FIGURA 5.31 PARTICOLARE ARMATURE TRASVERSALI COLONNA.....	148
FIGURA 5.32 INGOMBRO ARMATURE NODO.....	149
FIGURA 5.33 PARTICOLARE DEGLI INGOMBRI ARMATURA NODO (VISTA LATERALE).....	150
FIGURA 5.34 PARTICOLARE DEGLI INGOMBRI ARMATURE NODO (VISTA SUPERIORE).....	151
FIGURA 5.35 RIASSUNTO ARMATURA TRAVE.....	153
FIGURA 5.36 VERIFICA SEZIONE TRAVE VCA MISCELA C.....	153
FIGURA 5.37 CAMPO DI RESISTENZA SEZIONE TRAVE, MISCELA C.....	154
FIGURA 5.38 RIASSUNTO ARMATURE PILASTRO.....	158
FIGURA 5.39 VERIFICA SEZIONE TRAVE VCA MISCELA C.....	158
FIGURA 5.40 CAMPO DI RESISTENZA SEZIONE PILASTRO MISCELA C.....	159
FIGURA 5.41 COLONNA MODELLO E DUTTILITÀ SEZIONE PILASTRO, MISCELA C.....	159
FIGURA 5.42 TIPOLOGIA DI NODI ESISTENTI.....	163
FIGURA 5.43 RIASSUNTO ARMATURA TRAVE.....	166
FIGURA 5.44 VERIFICA SEZIONE TRAVE VCA MISCELA E1.....	167

FIGURA 5.45 CAMPO DI RESISTENZA SEZIONE TRAVE, MISCELA E1.....	167
FIGURA 5.46 RIASSUNTO ARMATURE PILASTRO.	171
FIGURA 5.47 VERIFICA SEZIONE TRAVE VCA MISCELA E1.	171
FIGURA 5.48 CAMPO DI RESISTENZA SEZIONE PILASTRO MISCELA E1.....	172
FIGURA 5.49 COLONNA MODELLO E DUTTILITÀ SEZIONE PILASTRO, MISCELA E1.....	172
FIGURA 5.50 RIASSUNTO ARMATURA TRAVE.....	179
FIGURA 5.51 VERIFICA SEZIONE TRAVE VCA MISCELA E2.	179
FIGURA 5.52 CAMPO DI RESISTENZA SEZIONE TRAVE, MISCELA E2.....	180
FIGURA 5.53 RIASSUNTO ARMATURE PILASTRO.	184
FIGURA 5.54 VERIFICA SEZIONE TRAVE VCA MISCELA E2	184
FIGURA 5.55 CAMPO DI RESISTENZA SEZIONE PILASTRO MISCELA E2.....	185
FIGURA 5.56 COLONNA MODELLO E DUTTILITÀ SEZIONE PILASTRO, MISCELA E2.....	185
FIGURA 5.57 TIPOLOGIA DI NODI ESISTENTI.	189
FIGURA 5.58 IMMAGINE MODELLO NODO.	192
FIGURA 5.59 CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE OMOGENEIZZATA MISCELA C/E2.....	193
FIGURA 5.60 CARATTERISTICHE STATICHE SEZIONE OMOGENEIZZATA MISCELA E1	193
FIGURA 6.1 RAPPRESENTAZIONE SET-UP DI PROVA.....	195
FIGURA 6.2 (1)CERNIERA DI BASE.....	196
FIGURA 6.3 (2)CERNIERA MARTINETTO.	196
FIGURA 6.4 (3)AGGANCIO TRAVE-BIELLA.	196
FIGURA 6.5 (4)PROFILO TIPO DI COLLEGAMENTO.	196
FIGURA 6.6 COLLOCAZIONE ELEMENTI PROGETTATI.....	197
FIGURA 6.7 CERNIERA DI BASE.	198
FIGURA 6.8 DISTRIBUZIONE FORZE SULLA CERNIERA DI BASE(PIASTRA).	199
FIGURA 6.9 DISTRIBUZIONE FORZE SULLA CERNIERA DI BASE (PERNO).	200
FIGURA 6.10 APPLICAZIONE DELLE FORZE SUL MODELLO SEMPLIFICATO.....	200
FIGURA 6.11 DEFORMAZIONE CERNIERA DI BASE MODELLO 1.....	201
FIGURA 6.12 DEFORMAZIONE CERNIERA DI BASE MODELLO 2.....	201
FIGURA 6.13 RAPPRESENTAZIONE IN SEZIONE DELLA DEFORMAZIONE DELLA CERNIERA DI BASE (MODELLO1).....	202
FIGURA 6.14 RAPPRESENTAZIONE IN SEZIONE DELLA DEFORMAZIONE DELLA CERNIERA DI BASE (MODELLO2).....	202
FIGURA 6.15 SOLLECITAZIONI SULLA CERNIERA DI BASE MOD.1.....	203
FIGURA 6.16 SOLLECITAZIONI SULLA CERNIERA DI BASE MOD.2.....	203
FIGURA 6.17 VISTA IN SEZIONE DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CERNIERA DI BASE MOD.1.	204
FIGURA 6.18 VISTA IN SEZIONE DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CERNIERA DI BASE MOD.2.	204
FIGURA 6.19 IMMAGINE CERNIERA MARTINETTO.....	220
FIGURA 6.20 COLLOCAZIONE CERNIERA MARTINETTO.	220
FIGURA 6.21 PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE FORZE SULLA CERNIERA MARTINETTO.....	221
FIGURA 6.22 FASE DI SPINTA: DEFORMAZIONE TOTALE CERNIERA MARTINETTO.....	222
FIGURA 6.23 FASE DI SPINTA: DEFORMAZIONE TOTALE CERNIERA MARTINETTO (SEZIONE).	222
FIGURA 6.24 FASE DI SPINTA: SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE CERNIERA DI BASE.	223
FIGURA 6.25 FASE DI SPINTA: SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE CERNIERA DI BASE (SEZIONE).	223
FIGURA 6.26 FASE DI TIRO: DEFORMAZIONE TOTALE CERNIERA MARTINETTO.....	224
FIGURA 6.27 FASE DI TIRO: DEFORMAZIONE TOTALE CERNIERA MARTINETTO (SEZIONE).....	224
FIGURA 6.28 FASE DI TIRO: SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE CERNIERA DI BASE.....	225
FIGURA 6.29 FASE DI TIRO: SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE CERNIERA DI BASE (SEZIONE).	225
FIGURA 6.30 IMMAGINE AGGANCIO TRAVE-BIELLA.....	237
FIGURA 6.31 COLLOCAZIONE AGGANCIO TRAVE-BIELLA.....	237
FIGURA 6.32 PARTICOLARI AGGANCIO TRAVE-BIELLA.....	238
FIGURA 6.33 VINCOLI E DISTRIBUZIONE DELLE FORZE AGGANCIO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (FASE DI SPINTA).....	239

FIGURA 6.34 DEFORMAZIONE TOTALE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (VISTA1).....	239
FIGURA 6.35 DEFORMAZIONE TOTALE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (VISTA2).....	240
FIGURA 6.36 SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (VISTA 1).....	240
FIGURA 6.37 SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (VISTA 2).....	241
FIGURA 6.38 VINCOLI E DISTRIBUZIONE DELLE FORZE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (FASE DI TIRO).....	241
FIGURA 6.39 FASE DI TIRO: DEFORMAZIONE TOTALE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (VISTA1).....	242
FIGURA 6.40 FASE DI TIRO: DEFORMAZIONE TOTALE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (VISTA2).....	242
FIGURA 6.41 FASE DI TIRO: SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (VISTA1).....	243
FIGURA 6.42 FASE DI TIRO: SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE INFERIORE (VISTA2).....	243
FIGURA 6.43 VINCOLI E DISTRIBUZIONE DELLE FORZE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE SUPERIORE (FASE DI TIRO).....	244
FIGURA 6.44 DEFORMAZIONE TOTALE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE SUPERIORE (VISTA1).....	244
FIGURA 6.45 DEFORMAZIONE TOTALE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE SUPERIORE (VISTA2).....	245
FIGURA 6.46 SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE SUPERIORE (VISTA1).....	245
FIGURA 6.47 SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE AGGANCIAMENTO TRAVE BIELLA PARTE SUPERIORE (VISTA2).....	246
FIGURA 6.48 VISTA ASSIEME CERNIERA DI BASE E PROFILI DI COLLEGAMENTO.....	253
FIGURA 6.49 DIMENSIONI PROFILI UPN.....	254
FIGURA 6.50 IMMAGINE PROFILO UPN E PROFILO AD L.....	254
FIGURA 6.51 PUNTI DI VINCOLO E APPLICAZIONE DELLE FORZE PROFILO AD L(VISTA1).....	255
FIGURA 6.52 PUNTI DI VINCOLO E APPLICAZIONE DELLE FORZE PROFILO AD L(VISTA2).....	255
FIGURA 6.53 DEFORMAZIONE TOTALE PROFILO AD L (VISTA 1).....	256
FIGURA 6.54 DEFORMAZIONE TOTALE PROFILO AD L (VISTA 2).....	256
FIGURA 6.55 SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE PROFILO AD L (VISTA 1).....	257
FIGURA 6.56 SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE PROFILO AD L (VISTA 2).....	257

1. Introduzione

Negli ultimi decenni il problema del recupero degli scarti della produzione industriale e dell'edilizia è diventato un tema di grande interesse pubblico. La possibilità di evitare costose procedure di smaltimento per grandi quantità di rifiuti rappresenta un vantaggio di grande rilevanza sia economica sia ambientale; tali considerazioni sono valide anche per il settore delle costruzioni, responsabile di un'elevata quantità di residui, il cui riutilizzo e valorizzazione sono spesso accolto in modo negativo dal mercato e dai suoi attori. In questo contesto si inserisce la positiva esperienza del recupero di aggregati riciclati, documentata da ampi studi riportati in letteratura, sia inerenti gli scarti di origine industriale che dalle attività di demolizione. Tali materiali possono essere infatti utilizzati in diversi settori dell'ingegneria civile, compresa la produzione di calcestruzzi, anche con elevate classi di resistenza, e dunque per applicazioni strutturali.

I prodotti riciclati, per essere competitivi all'interno del già vasto mercato dell'edilizia, devono però poter offrire un valore aggiunto rispetto l'equivalente materiale naturale, il quale può riguardare gli ambiti economici e/o ambientali, oppure rientrare all'interno delle performances del prodotto, meccaniche, di durabilità, di funzionalità, estetiche etc.

A tale riguardo, l'utilizzo di scorie dell'industria metallurgica derivanti da lavorazioni in acciaierie con forno elettrico ad arco (Fig. 1.1), può offrire alcuni vantaggi sia di natura economico/ambientale, che di tipo prestazionale. Esse sono infatti caratterizzate da una ridotta impronta ecologica, il loro costo è sensibilmente inferiore a quello di un inerte tradizionale, ed una volta impiegate in sostituzione alla frazione grossa dell'aggregato, incrementano sostanzialmente la resistenza meccanica del calcestruzzo, pur tuttavia determinando anche un aumento di peso specifico della miscela.



Figura 1.1 Aggregato EAF slag

Tali aggregati inoltre non presentano problematiche riguardanti l'espansione, e sono caratterizzate da una buona stabilità dimensionale. Inoltre, il pretrattamento fisico cui sono sottoposte, permette di ottenere un aggregato conforme ai limiti da normativa per quanto riguarda la lisciviazione di sostanze tossiche.

Rimangono tuttavia aperti alcuni aspetti riguardanti principalmente il comportamento dei calcestruzzi contenenti le scorie EAF una volta messi in opera, cioè all'interno di strutture a scala reale in c.a..

Pertanto è nata l'esigenza di valutare il comportamento strutturale di elementi a scala reale prodotti con calcestruzzi con scorie EAF. Presso l'Università di Padova sono eseguiti i primi test su elementi flessionali prodotti con calcestruzzi, valutandone il comportamento ultimo a flessione e taglio. I primi promettenti risultati hanno permesso una valutazione del comportamento allo stato limite ultimo di tale materiale.

In questa successiva fase si propone uno studio volto alla verifica delle capacità di resistenza di nodi trave-colonna soggetti a carichi ciclici, applicati quasi-staticamente, al fine di valutare possibili limitazioni e/o incrementi di resistenza nell'applicazione di tale materiale in strutture in elevazione.

Gli obiettivi della sperimentazione possono quindi essere riassunti nei seguenti punti:

- Verificare il comportamento strutturale di calcestruzzi contenenti scorie di acciaieria (EAF slag) in campioni a scala reale;
- Valutare il comportamento strutturale di un nodo trave-pilastro costituito di calcestruzzo contenente EAF slag;
- Confrontare i risultati ottenuti dalle prove cicliche su tre nodi aventi geometria e armatura identica, ma con calcestruzzi differenti (tradizionale e con EAF slag);
- Valutare la duttilità dei nodi di calcestruzzo con EAF slag.

2. EAF Slag

2.1. Fornace ad arco elettrico

Il forno elettrico ad arco, o Electric Arc Furnace (EAF), è utilizzato in metallurgia per la produzione dell'acciaio a partire dal rottame, che in funzione del prodotto finale che si vuole realizzare può essere più o meno selezionato. In breve, il rottame viene fuso tramite un arco elettrico che viene scoccato da tre elettrodi consumabili in grafite, che entrano nel forno dalla volta.



Figura 2.1 Crogiolo durante la spillatura dell'acciaio

Il forno ad arco è generalmente costituito da tre elementi:

- Tino inferiore o suola: struttura metallica rivestita internamente di materiale refrattario . Appoggia su una piattaforma basculante che permette di cambiare inclinazione del forno per effettuare operazioni di scorifica e spillaggio del metallo liquido attraverso il “becco”. Contiene, durante le operazioni del forno, sia l'acciaio fuso o in fusione sia la scoria;
- Tino superiore: è una “gabbia” metallica che ha il compito di alloggiare dei pannelli raffreddati ad acqua. Contiene il materiale, la carica, che viene immesso nel forno per essere fuso. Viene fissato meccanicamente al tino inferiore, diventando di fatto un corpo unico, smontabile per le operazioni di manutenzione;
- Volta: è il “coperchio” del forno, sostenuto da un ponte mobile che ne permette il sollevamento e la rotazione allo scopo di aprire il forno per le operazioni di carica. Generalmente è realizzato in struttura metallica raffreddata ad acqua. Presenta un'apertura superiore per il passaggio dei tre elettrodi in grafite, un quarto foro per l'aspirazione dei fumi prodotti dalla fusione e, a volte, un'ulteriore apertura per l'aggiunta di additivi;

La produzione dell'acciaio attraverso il forno ad arco elettrico si articola principalmente nelle seguenti fasi:

1. **Carica del rottame:** la scelta del rottame che andrà a far parte della carica è molto importante ed è un aspetto non trascurabile nella definizione dell'efficienza del forno elettrico e del calo metallurgico. In funzione dell'acciaio che si vuole produrre, è selezionato un mix ottimale di rottame, in pezzatura e in composizione chimica, che viene caricato in una cesta e attraverso un sistema di movimentazione con carroponi, posta sopra il forno elettrico.
2. **Fusione del rottame:** caricata la cesta, inizia il vero e proprio processo all'interno dell'EAF. Il rottame è portato dallo stato solido allo stato liquido sotto la violenta azione termica degli archi elettrici, che scoccano tra gli elettrodi e il rottame stesso. La trasmissione del calore avviene principalmente per effetto dell'irraggiamento dall'arco direttamente sul rottame e indirettamente dal riverbero prodotto dalla volta, anch'essa irraggiata dall'arco. Il riscaldamento del metallo è associato anche dalla trasmissione del calore per convezione, dovuta alla colonna di plasma che proietta intorno un gas ad una temperatura di circa 3000-5000 °C, e per conduzione nel punto più caldo della colonna in contatto diretto con la carica solida o con il bagno metallico.
3. **Prima affinazione:** quando la carica di rottame è completamente allo stato liquido, può aver inizio la fase di prima affinazione, chiamata così perché la vera e propria affinazione avviene in un secondo momento, dopo lo spillaggio, in un'altra parte dell'acciaieria e rientra nella cosiddetta metallurgia secondaria. L'acciaio è elaborato parzialmente mediante l'iniezione di ossigeno, attraverso una lancia che penetra parzialmente nel bagno, che ha il compito di decarburare e di eliminare alcuni elementi nocivi come il fosforo e l'azoto. Questi elementi, infatti, rendono l'acciaio fragile se superano una determinata quantità in lega. Durante questa fase si genera una grande quantità di ossidi e composti non metallici, che essendo meno densi dell'acciaio migrano in superficie e vanno a formare la scoria. La fluttuazione di questi elementi è aiutata anche dall'iniezione di gas inerti, come l'argon, da dei setti porosi posti sul fondo del forno. La scoria è appositamente generata, grazie all'introduzioni di calce insieme alla carica, che la rende basica e riduce il

consumo del refrattario di cui è rivestito il forno. Contemporaneamente si mantiene acceso l'arco elettrico, al fine di arrivare alla temperatura richiesta per lo spillaggio e alla composizione chimica richiesta raggiunta grazie all'aggiunta di ferro-leghe.

4. **Spillaggio in siviera:** raggiunta la composizione chimica e la temperatura adeguata per l'affinazione vera e propria, avviene lo spillaggio. Il forno è fatto basculare di qualche decina di grado rispetto all'orizzontale così da poter permettere il trasferimento del metallo liquido, ma non della scoria, dalla suola in una siviera precedentemente riscaldata.

5. **Turn around:** E' il periodo compreso tra la colata e l'inizio del successivo ciclo termico. Le operazioni eseguite durante questo tempo sono:
 - Pulire la porta di scorifica;
 - Ispezionare visivamente il materiale refrattario di rivestimento;
 - Aggiustare l'altezza degli elettrodi o aggiungerne un altro alla "pila", se necessario;
 - Riempire il foro di colata con sabbia refrattaria (spillaggio eccentrico dal basso).

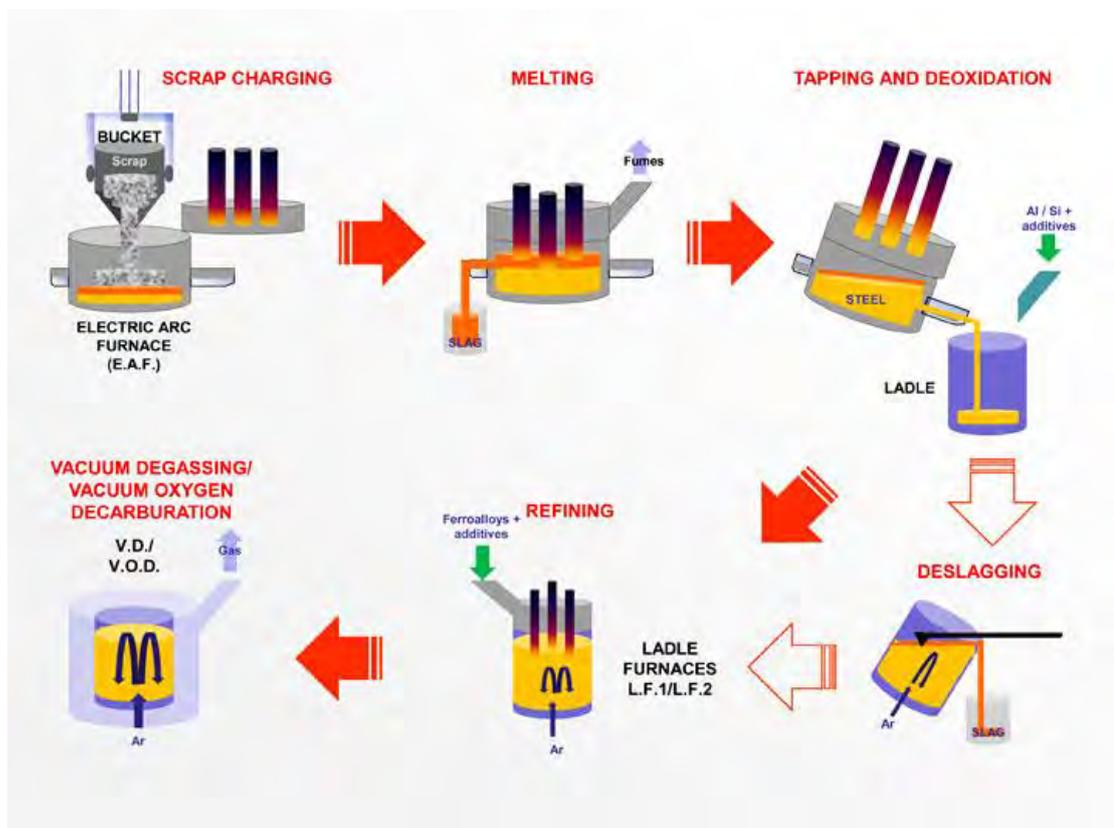


Figura 2.2 Ciclo di produzione dell'acciaio mediante forno ad arco elettrico.

2.2. Scorie EAF

2.2.1. Caratteristiche

Il forno elettrico ad arco, utilizzato nell'industria siderurgica per produrre acciaio partendo dal rottame ferroso, genera un ulteriore materiale denominato scoria di acciaieria, che si forma sopra il bagno di fusione dell'acciaio, come risultato della ossidazione del rottame e dei composti generati dagli additivi inseriti nella carica del forno elettrico. La scoria di acciaieria varia a secondo del tipo di acciaio che si produce (scoria EAF-C dalla produzione di acciaio al carbonio e scoria EAF-S dalla produzione di acciaio inossidabile/altolegato) e la sua composizione chimica può presentare differenze legate alla tipologia del rottame utilizzato, alla quantità di ossigeno insufflato nel bagno e alla pratica di conduzione del forno. In linea generale, la scoria può essere comunque assimilata alle rocce naturali effusive di origine vulcanica e consiste principalmente in una miscela ternaria di ossido di calcio (CaO), diossido di silicio (SiO₂) e ossidi di ferro (FeO), alla quale si aggiungono, in percentuali minori, altri componenti. Sono in particolare queste ultime altre sostanze che determinano la differenza tra le due tipologie di scoria da forno elettrico (scoria EAF-C e scoria EAF-S).

Chemical composition	Range (%)	Average value (%)
FeO	7.0–35.0	25
Fe ₂ O ₃	11.0–40.0	25
CaO	23.0–32.0	25
CaO _{free}	0–4.0	2
SiO ₂	8.0–15.0	11
Al ₂ O ₃	3.5–7.0	5
MgO	4.8–6.6	5
MnO	2.5–4.5	4

Tabella 2.1 Composizione chimica delle scorie EAF;
rif. "Electric Arc Furnace Slag in Concrete, J. M. Manso, J. J. Gonzalez, J. A. Polanco"

La valorizzazione della scoria di acciaieria trae origine dalla sua assimilazione alle rocce dure naturali e quindi dalla possibilità di sostituire materiale inerte in

diversi settori tra cui quello delle costruzioni. Le granulometrie ottenute dalle scorie di acciaieria vengono caratterizzate, da parte di laboratori specializzati, seguendo gli standard previsti dalla normativa vigente, e ciò ha consentito di accertare che questi materiali hanno caratteristiche spesso migliori rispetto a inerti pregiati di origine effusiva, quali ad esempio basalto, diabase e porfido, usualmente impiegati per il confezionamento di conglomerati bituminosi speciali. Il processo di produzione iniziale e quello di trasformazione della scoria influenzano il prodotto finale e la possibilità di essere effettivamente utilizzato, per cui su di essi vengono effettuati tutti i controlli necessari. L'aggregato industriale poi ottenuto dalla scoria rispetta quanto previsto dalla normativa tecnica del settore di utilizzo.

2.2.2. Inquadramento normativo

Le scorie che derivano dagli impianti siderurgici, come descritto nel paragrafo precedente, si differenziano tra loro per struttura, composizione, proprietà chimico-fisiche e meccaniche, ecc., e ciò è conseguenza non solo del processo produttivo, ma anche delle caratteristiche delle materie prime e delle tecnologie adottate. Tenuto conto di ciò, come vedremo di seguito, per poter delinearne, anche solo in termini generali, il contesto normativo di riferimento, che coinvolge direttamente o indirettamente l'utilizzo di tale materiale nell'ambito del settore delle costruzioni, occorre tener presente da un lato la tipologia di scoria a disposizione degli operatori, dall'altro i diversi campi di applicazione (cemento, conglomerati cementizi, conglomerati bituminosi, rilevati stradali, ecc.). Sebbene la concreta possibilità di utilizzo del materiale debba dipendere essenzialmente dalla sua rispondenza alla normativa tecnica specifica per le diverse applicazioni finali, e dal rigoroso rispetto di tutte le normative in materia di tutela della salute umana e dell'ambiente, non si possono tuttavia trascurare le implicazioni che derivano dalla classificazione "giuridica" del materiale come "rifiuto", "sottoprodotto" o "prodotto". Ai sensi della normativa attualmente vigente si possono infatti presentare le seguenti situazioni:

- il materiale esce dagli stabilimenti siderurgici come vero e proprio "prodotto";
- il materiale esce dagli stabilimenti siderurgici come "sottoprodotto" in conformità alle condizioni di cui all'art 184-bis del Decreto Legislativo 152/2006;

- il materiale esce dagli stabilimenti siderurgici con la classificazione di "rifiuto" per essere avviato a un'operazione di recupero autorizzata finalizzata a un suo successivo utilizzo, in conformità alle condizioni di cui all'art 184-ter del Decreto Legislativo 152/2006 e del Decreto Ministeriale 05/02/1998.

Questo inquadramento può essere in termini generali sintetizzato attraverso lo schema seguente, basato sui documenti interpretativi di Euroslag, l'associazione che raccoglie la maggior parte dei produttori di scoria in Europa.

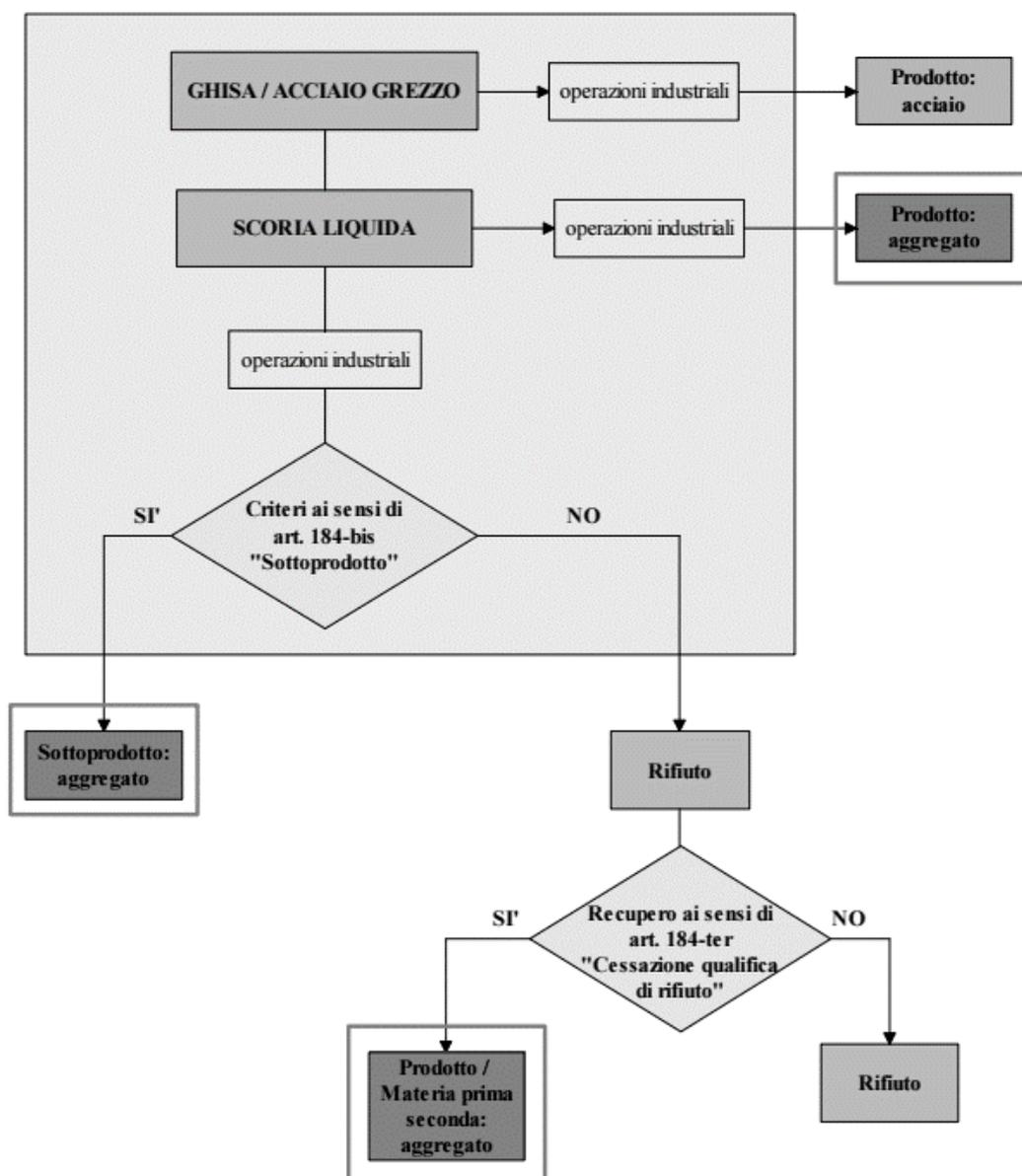


Figura 2.3 Schema sintetico dell'inquadramento normativo riferito ai prodotti e sottoprodotti di acciaieria

La Commissione Europea mediante la propria Comunicazione COM(2007)59 ha inteso fornire alcuni criteri di indirizzo utili a distinguere, nell'ambito dei residui derivanti da un processo di produzione, ciò che è rifiuto da ciò che non lo è. Nella necessità di dare una risposta su come operare una "distinzione tra i materiali che non sono l'obiettivo primario di un processo di produzione, ma che possono essere considerati sottoprodotti non assimilabili a rifiuti, e i materiali che devono invece essere trattati come rifiuti", la Commissione ha fatto proprie le tre condizioni indicate dalla Corte di giustizia delle Comunità Europee, perché si possa fare una distinzione il più possibile precisa:

- il riutilizzo del materiale è certo e non solo eventuale;
- il materiale può essere riutilizzato senza che sia previamente trasformato;
- la preparazione del materiale per il suo riutilizzo avviene nel corso del processo di produzione.

La Comunicazione riconosce inoltre la possibilità di attribuire legittimamente la qualifica di sottoprodotto (e di escludere pertanto l'applicazione del regime dei rifiuti), anche nel caso in cui la catena del valore del sottoprodotto stesso preveda una serie di operazioni necessarie per poter rendere il materiale riutilizzabile: *"dopo la produzione, esso può essere lavato, seccato, raffinato o omogeneizzato, lo si può dotare di caratteristiche particolari o aggiungervi altre sostanze necessarie al riutilizzo, può essere oggetto di controlli di qualità ecc."*.

2.2.3. Ambiti di utilizzo e processo produttivo

Occorre RICORDARE che ciascuna scoria è strettamente dipendente dal processo di fusione e produzione dell'acciaio, per cui sia le caratteristiche fisico-meccaniche che il colore sono la conseguenza del processo produttivo dell'acciaio, in cui le scorie svolgono l'essenziale funzione di assorbimento di alcuni elementi presenti nel bagno di acciaio liquido. La scoria incandescente spillata dal bagno di acciaio liquido, una volta raffreddata, non è ancora in grado di soddisfare le esigenze del mercato delle costruzioni, a causa della forma e delle dimensioni dei blocchi in cui cristallizza. Inoltre, all'interno dei blocchi è anche possibile trovare tracce di acciaio che, una volta recuperate, possono essere reimmesse nel ciclo produttivo dell'acciaieria. La scoria, per poter essere impiegata come aggregato, viene portata alle dimensioni specifiche per diversi

tipi di applicazione, che ad esempio per la preparazione del calcestruzzo o del bitume per manti stradali sono:

- fini, dimensione compresa tra 0 e 4 mm;
- ghiaietto, dimensione compresa tra 4 e 15 mm;
- ghiaia (o pietrisco), dimensione compresa tra 15 e 30 mm.

Per la realizzazione dei sottofondi stradali le dimensioni possono invece essere tra 0 e 90 mm. La scoria grezza viene lavorata per poter essere ricondotta a queste pezzature (o loro combinazioni). La tipica lavorazione della scoria, similmente a quella degli inerti naturali, avviene attraverso una prima frantumazione del materiale grossolano, a cui fa seguito un processo di vagliatura del materiale. Fra la frantumazione e la vagliatura, il materiale subisce l'asportazione completa della

componente ferrosa attraverso un processo di deferrizzazione magnetica.

Sono riportate ad esempio 4 differenti pezzature di scoria granulata ottenuta dalla lavorazione del materiale tal quale a mezzo di un vaglio frantumatore e deferrizzatore.

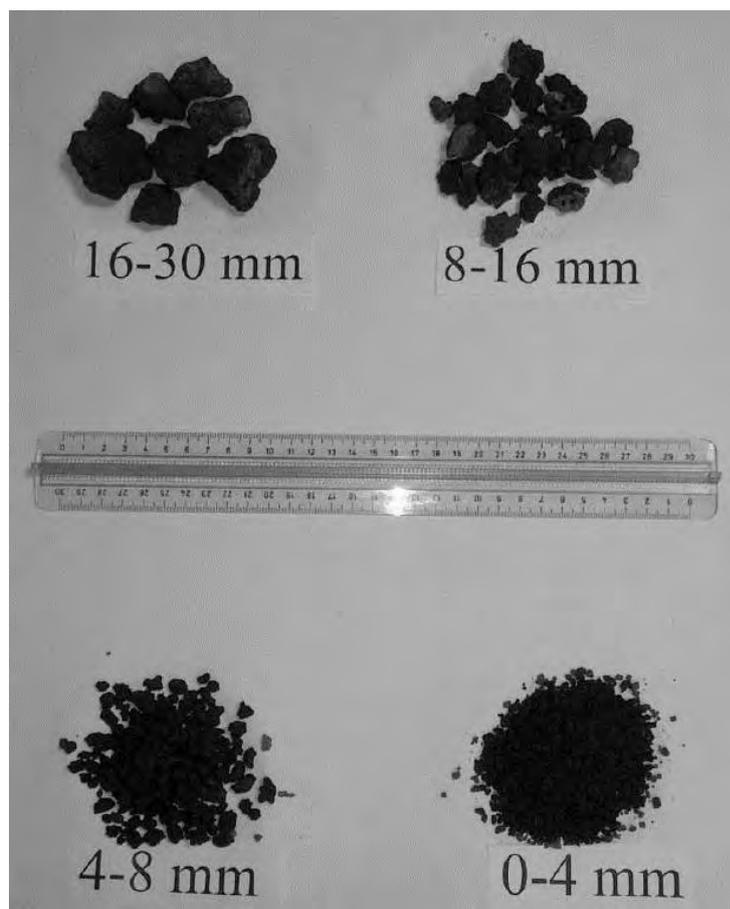


Figura 2.4 Pezzatura delle scorie utilizzate

I prodotti così ottenuti e marcati CE, vengono poi destinati al mercato utilizzatore.

Per stabilire se l'aggregato può essere utilizzato come materiale non legato, come ad esempio sottofondo stradale ai sensi della norma UNI EN 13242, esso viene sottoposto al test di cessione, secondo quanto prescritto dal Decreto del Ministero Ambiente 5 Aprile 2006, n. 186, allegato 3. Se il test di cessione non è superato, l'aggregato può essere solo destinato ad applicazioni legate, ad esempio come componente per calcestruzzo o miscela bituminosa, e non ad applicazioni non legate, ad esempio come sottofondo stradale.

3. Ricerca bibliografica

Uno dei primi problemi incontrati durante questo lavoro di sperimentazione è stato quello della mancanza in letteratura di articoli e ricerche che prevedessero test ciclici su connessioni tra elementi costruttivi contenenti EAF Slag.

Si è fatto quindi prima riferimento ad articoli riguardanti la caratterizzazione chimica, fisica e meccanica delle scorie e del calcestruzzo prodotto con esse; successivamente ci si è concentrati sulle varie metodologie di prova utilizzate per testare il comportamento di connessioni tra elementi costruttivi sottoposti a test ciclici.

Di seguito sono riassunti i principali articoli cui si è fatto riferimento per improntare il lavoro di ricerca.

3.1. Utilizzo di scorie EAF in materiali a base cementizia

3.1.1. JUAN M. MANSO, JUAN A. POLANCO, MILAGROS LOSANEZ, JAVIER J. GONZALEZ - DURABILITY OF CONCRETE MADE WITH EAF SLAG AS AGGREGATE (2005).

Questo lavoro di ricerca (Spagna 2005) mira a valutare l'espansione interna delle scorie, la loro reattività chimica con alcuni componenti del cemento e la resistenza dell'EAF-concrete agli agenti atmosferici (cicli di gelo-disgelo).

In primo luogo gli autori stabiliscono (in accordo con altri articoli precedenti) che le scorie prima del loro utilizzo come inerti devono essere sottoposte a:

- Riduzione alle dimensioni di aggregato standard seguendo appropriate curve granulometriche (frantumazioni adeguate riducono le dimensioni massime delle scorie a 20-30 mm con basse quantità di filler).
- Stabilizzazione tramite immersione in acqua per 90 giorni.

Dopo questo periodo di 90 giorni l'espansione dell'inerte passa da un range del 0.5-2.5% ad un range del 0.15-0.4%.

Sono stati creati 6 provini aventi lo stesso contenuto di cemento (310 Kg/m³), stesso rapporto acqua cemento (w/c<0,6), stessa lavorabilità (classe S5) e tutti senza l'aggiunta di additivi.

Di seguito sono riportate le composizioni dei 6 provini con le rispettive caratteristiche.

Tabella 3.1 Mix design dei calcestruzzi testati

Mixture	Water (kg)	Cement (kg)	Aggregate 0/4 (kg)		Aggregate 4/20 (kg)		Slump test (mm)
			Limestone	Slag	Limestone	Slag	
M-1	186	310	930	–	935	–	70
M-2	186	310	–	950	–	945	Collapse
M-3	186	310	960	–	–	895	50
M-4	186	310	480 ^a	480	–	895	70
M-5	186	310	480 ^a	480	–	620	120
M-6	186	310	330 ^a	630	–	620	70

^a Indicates limestone aggregate of low size (less than 1 mm) employed as limestone filler mixed with slag fine aggregate.

Tabella 3.2 Principali proprietà dei calcestruzzi contenenti EAF slag utilizzati

Mixture	Apparent specific gravity (Mg/m ³) ^a	Water absorption (%) ^a	Porosity (%) ^a	Compressive strength (MPa) ^b				Water penetration (mm) ^c	
				7 days	28 days	90 days	1 year	Maximum	Average
M-1	2.34	5.5	13.0	31.6	38.5	41.9	42.7	50	32
M-2	2.39	12.7	30.4	12.8	20.6	22.4	–	Total	Total
M-3	2.38	6.8	16.2	27.4	33.7	39.2	41.1	70	45
M-4	2.50	6.5	16.0	28.1	35.3	43.8	45.6	11	5
M-5	2.56	6.9	17.6	23.8	30.2	38.3	40.5	7	5
M-6	2.59	7.6	19.6	25.1	30.7	38.1	40.2	35	25

Test performed according ^aEN 12390-7 Standard, ^bEN 12390-3 Standard, ^cEN 12390-8 Standard.

In questo caso i risultati migliori di resistenza meccanica sono dati dal calcestruzzo tradizionale (M-1) a 7 e 28 giorni ma dopo 90 giorni e 1 anno i calcestruzzi contenente EAF slag hanno avuto un incremento di resistenza rendendoli compatibili con i valori di resistenza del Cls tradizionale.

Durabilità del calcestruzzo:

Il primo test di durabilità è stato fatto sottoponendo dei provini a dei cicli di riscaldamento in **autoclave**:

- Riscaldamento iniziale fino a raggiungere 2 MPa per 1 h;
- Mantenimento a 2 MPa per 3 h;
- Secondo riscaldamento fino a raggiungere 4 MPa;
- Mantenimento a 4 MPa per 2 h;
- Lento raffreddamento e immersione in acqua a 90°;
- Raffreddamento a temperatura ambiente;
- Bagno in acqua per 90 giorni protetto dagli agenti esterni.

Subito dopo la prova in autoclave le superfici dei provini non mostravano segni di deterioramento ma dopo i 90 giorni in acqua i provini composti da scorie presentavano meno fessure superficiali rispetto al provino in Cls tradizionale, più soggetto a perdite di resistenza meccanica.

Tabella 3.3 Proprietà dei calcestruzzi contenenti EAF Slag dopo il test in autoclave e 90 giorni di riposo in acqua

Mixture	Variation in weight (%)	Compressive strength (MPa)		Loss of strength (%)	Appearance
		Before	After		
M-1	-0.48	38.5	18.4	52	Superficial cracking
M-3	-0.15	33.7	20.9	38	Slight superficial cracking
M-4	-0.28	35.3	23.8	33	Slight superficial cracking

Come complemento all'autoclave test è stata effettuata una seconda prova proposta dalla ASTM D-4792 (**invecchiamento accelerato**). I cubi in Cls dopo essere stati conservati per 28 giorni in una camera umida sono stati lasciati in acqua per altri 32 giorni a 70 °C.

In seguito sono stati esposti alle intemperie per 90 giorni evitando l'esposizione diretta alla pioggia o alla luce del sole.

Alla fine del trattamento i provini sono lasciati riposare in acqua per 90 giorni per estendere gli effetti della prova a tutto il cls.

L'uso delle scorie non è stato rilevante per questo test e i risultati sono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 3.4 Proprietà dei calcestruzzi con scorie dopo invecchiamento accelerato

Mixture	Change in weight (%)	Compressive strength (MPa)		Superficial appearance
		Before	After	
M-1	-0.26	38.5	39.6	Good
M-3	-0.70	33.7	35.9	Flakes
M-4	-0.90	35.3	39.4	Flakes
M-5	-0.60	30.2	33.5	Good
M-6	-0.80	30.7	34.1	Good

Reattività chimica con il cls

Questo test (in accordo con ASTM C-1260) valuta il potenziale danno nel calcestruzzo dovuto alla possibilità di una reazione chimica tra idrossidi alcalini e alcuni componenti delle scorie EAF.

A causa della natura variabile delle scorie è consigliabile effettuare il test per ogni lotto di scorie. Il valore medio di espansione dopo 16 giorni è stato dello 0,14%.

Dopo 28 giorni tale valore ha raggiunto lo 0,15% ancora al di sotto della soglia critica impostata dalla ASTM dello 0,2%

Test ambientale, cicli di gelo-disgelo

In questo test, tre provini per ogni miscela conservati precedentemente in una camera umida per 28 giorni, sono stati sottoposti a 25 cicli di gelo-disgelo:

- Immersione in acqua a 4°C per 6 ore
- Congelamento a -17°C per 18 h

Alla fine del test sono state registrate eventuali fessurazioni, variazioni in peso e resistenza a compressione.

Tabella 3.5 Proprietà dei calcestruzzi con scorie dopo cicli di gelo-disgelo

Mixture	Variation in weight (%)	Compressive strength (MPa)		Loss of strength (%)	Superficial appearance
		Before	After		
M-1	-0.14	38.5	32.7	15	Good
M-3	-1.02	33.7	20.6	39	Noteworthy damage
M-4	-0.27	35.3	27.2	23	Slight damage
M-5	-0.94	30.2	16.9	44	One sample cracked
M-6	-1.18	30.7	16.0	48	Noteworthy damage

La pressione interna del ghiaccio nei pori del cemento accompagnata dalla variazione termica produce scalfitture sulla superficie dei provini e una drastica riduzione di resistenza. Il calcestruzzo tradizionale (M-1) è risultato essere il più resistente. In questo test la resistenza è fortemente legata alla permeabilità del provino per questo l'utilizzo dei aeranti può aumentare la resistenza al gelo-disgelo.

Leaching test (lisciviazione)

Con questo test si va a studiare la potenziale tossicità delle scorie analizzando l'acqua che per percolazione passa attraverso le scorie andando a verificare i contenuti di solfati, fluoro e cromo. Si può osservare che frantumazioni più fini delle scorie producono concentrazioni più alte di sostanze tossiche rispetto a frantumazioni più grossolane.

Tabella 3.6 Risultati del test di percolazione sui calcestruzzi e sulle scorie

Mixture	Sulphates (mg/kg)			Fluorides (mg/kg)			Cr _{total} (mg/kg)		
	A ₂ ^a	A ₂₋₁₀ ^b	Maximum limit	A ₂ ^a	A ₂₋₁₀ ^b	Maximum limit	A ₂ ^a	A ₂₋₁₀ ^b	Maximum limit
M-1	14.1	58.5	377	0.11	0.81	18	0.03	0.12	2.6
M-4	6.2	38.6	377	0.12	0.36	18	0.02	0.10	2.6
CS ^c (0/4 mm)	93.7	115.4	377	6.60	12.40	18	0.20	1.02	2.6
CS ^c (>4 mm)	76.4	95.1	377	5.30	10.10	18	0.16	0.80	2.6

^a Ratio liquid/solid = 2.

^b Ratio liquid/solid = 2, in addition with ratio liquid/solid = 10.

^c CS = crushed slag.

Conclusioni

Dai risultati ottenuti gli autori constatano la possibilità di usare le scorie come inerti a seguito di adeguate condizioni. In primo luogo la frantumazione dovrà essere tale da dare i migliori risultati al test Los Angeles inserendo filler minerali per completare la curva granulometrica.

In secondo luogo occorre garantire resistenza e durabilità ed essendo il cls prodotto con le scorie più permeabile del cls tradizionale, si dovrà provvedere all'aggiunta di additivi per contrastare gli effetti negativi dei cicli di gelo-disgelo.

Si raccomandano infine test sistematici per verificare l'efficacia del trattamento di stabilizzazione.

3.1.2. CARLO PELLEGRINO, VITTORIO GADDO – MECHANICAL AND DURABILITY CHARACTERISTICS OF CONCRETE CONTAINING EAF SLAG AS AGGREGATE. (2008).

Questa ricerca, svolta dall'Università degli Studi di Padova, si fonda sulla necessità di investigare sulla possibilità di utilizzare le scorie d'acciaieria (EAF Slag) per sostituire la frazione grossa degli aggregati naturali utilizzati per la produzione di calcestruzzi adatti all'ambito civile.

Per questo lavoro sono stati prodotti 2 tipi di calcestruzzo: uno tradizionale e l'altro contenente le scorie; in entrambi i casi sono stati aggiunti additivi superfluidificanti ed aeranti, inoltre la granulometria è stata studiata utilizzando le equazioni della curva di Fuller.

Tabella 3.7 Mix design dei calcestruzzi utilizzati

	Conglomerate with EAF slag	Traditional conglomerate
D_{max} (mm)	22.4	31.5
V_i (l)	683	707
C (%)	13.02	11.61
$\rho_{(5\% \text{ air})}$ (t/m^3)	2.950	2.325
Cement CEM II-A/L 42.5R (kg)	317	288
Water (kg)	165	150
Total EAF slag s.s.d. fractions (kg)	2111	–
Total natural aggregate s.s.d. fractions (kg)	361	1888
Fluidifying agent (kg)	1.268	1.152
Aerating additive (g)	51	46

Le prove di compressione effettuate sui provini a 7-28-74 giorni (invecchiamento naturale) hanno confermato l'ipotesi di maggiore resistenza del calcestruzzo contenente le scorie; questo comportamento è imputabile non tanto alla maggiore resistenza delle scorie quanto al forte legame tra la pasta cementizia e le scorie stesse.

Tabella 3.8 Resistenza a compressione dei provini nei vari stadi di stagionatura

Average specimens properties and compressive strength variations during 74 days – natural aging.

Mix type	Aerating additive (cem. weight %)	Fluidifying			7 days			28 days		74 days	
		Agent (cem. weight %)	Slump (mm)	Density after jet (t/m ³)	Density (t/m ³)	Cubic compr. strength (MPa)	Density (t/m ³)	Cubic compr. strength (MPa)	Density (t/m ³)	Cubic compr. strength (MPa)	
Traditional	0.021	0.27	150	2.365	2.335	25.3	2.312	32.5	2.334	30.4	
with EAF slag	0.024	0.57	150	2.951	2.943	37.2	2.972	42.3	2.960	44.4	

Mentre il confronto tra i moduli elastici calcolati e quelli rilevati sperimentalmente ha rivelato un sovrastima dello stesso da parte delle formulazioni riportate nella EC2.

Per quanto riguarda la durabilità, entrambi i calcestruzzi sono stati sottoposti a 3 tipologie di invecchiamento accelerato:

1. Immersione in vasca piena d'acqua a 70° per 32 giorni, per evidenziare gli effetti del rigonfiamento; alcuni campioni sono stati successivamente esposti agli agenti atmosferici per 90 giorni;
2. 25 cicli giornalieri di gelo-disgelo;
3. 30 cicli giornalieri di idratazione a temperatura ambiente ed essiccaamento a 110° C.

Conclusioni

I risultati della sperimentazione hanno evidenziato da un lato che la sostituzione degli aggregati naturali con le scorie di acciaieria è possibile ed il comportamento meccanico del calcestruzzo ottenuto è migliore di quello di un calcestruzzo tradizionale; mentre d'altra parte la durabilità dell'impasto sperimentale sembra esserne il limite principale, anche se vi sono molti margini di miglioramento.

3.1.3.SAMIR I. ABU EISHAH, AMR S. EL-DIEB, MOSTAFA S. BEDIR – PERFORMANCE OF CONCRETE MIXTURES MADE WITH ELECTRIC ARC FURNACE (EAF) STEEL SLAG AGGREGATE PRODUCED IN THE ARABIAN GULF REGION (2010).

L'obiettivo principale di questa ricerca è stato quello di valutare la possibilità di utilizzare le scorie di acciaieria (EAF Slag) prodotte negli Emirati Arabi Uniti come aggregati nella produzione di calcestruzzo.

Per fare ciò sono stati prodotti 5 diversi calcestruzzi rappresentanti le tipologie solitamente usate per le costruzioni nella regione del Golfo; questi hanno differenti livelli di resistenza (stimata sulla carta)e contengono scorie ed altri additivi come ceneri volanti e microsilice.

Le proporzioni dei diversi mix sono mostrate nella tabella seguente; i primi 3 impasti contengono aggregati naturali e scorie, mentre nel quarto sono state aggiunte ceneri volanti (30%) e nel quinto microsilice (5,8%).

In tutti e 5 gli impasti sono stati utilizzati aggregati naturali aventi dimensioni di 5 e 10 mm per ottenere una curva granulometrica che permettesse una maggiore coesione e lavorabilità.

Tabella 3.9 Dettaglio dei mix utilizzati

Ingredient	Mixture LD.				
	30 MPa	50 MPa	70 MPa	50 MPa FA	70 MPa SF
OPC (kg/m ³)	330	400	460	280	433
Sand 5 mm (kg/m ³)	470	470	235	470	233
Sand 5 mm washed (kg/m ³)	0	0	235	0	233
Dune sand (kg/m ³)	360	355	360	355	355
10 mm crushed stone (kg/m ³)	390	390	390	395	390
Slag aggregate (kg/m ³)	880	875	875	880	875
Water (lit/m ³)	172	152	133	144	133
Water/cement Ratio (w/c)	0.52	0.38	0.29	0.36	0.29
Admixture (LR PC) (kg/m ³)	6.5	8.5	0.0	10.0	0.0
Admixture (HR PC) (kg/m ³)	0.0	0.0	7.0	0.0	7.0
Fly ash (FA) (kg/m ³)	0.0	0.0	0.0	120.0	0.0
Silica fume (SF) (kg/m ³)	0.0	0.0	0.0	0.0	27.0

Completati i mix hanno poi proceduto con i vari test, prima sul calcestruzzo fresco e poi su quello indurito.

I risultati riguardanti il calcestruzzo fresco sono riassunti nella seguente tabella ed evidenziano il fatto che per ogni tipo di impasto si è raggiunto lo slump richiesto: la lavorabilità non è quindi influenzata dalla ruvidità e dalla porosità della superficie delle scorie. Inoltre il contenuto d'aria non si allontana in maniera significativa da quello tipico degli impasti tradizionali, mentre la densità aumenta in maniera considerevole.

Tabella 3.10 Risultati dei test effettuati sui calcestruzzi freschi

Test	Mixture LD.				
	30 MPa	50 MPa	70 MPa	50 MPa FA	70 MPa SF
Initial slump (mm)	190	220	230	210	220
60 min slump (mm)	160	190	200	180	200
Fresh concrete density (kg/m ³)	2790	2750	2790	2810	2790
Air content (%)	1.2	1.2	1.6	1.5	1.2

Per quanto riguarda il calcestruzzo indurito si è cercato di evidenziarne le caratteristiche meccaniche e la durabilità.

I risultati dei test di compressione, svolti a 1-3-7-14-21-28 giorni di maturazione, evidenziano un aumento di resistenza considerevole rispetto a quanto calcolato in fase di mix design per ogni tipologia di calcestruzzo prodotto (Figura 3.1).

Questo comportamento è attribuibile al forte legame che si crea tra la pasta cementizia e le scorie utilizzate, caratterizzate da superficie ruvida e forma spigolosa.

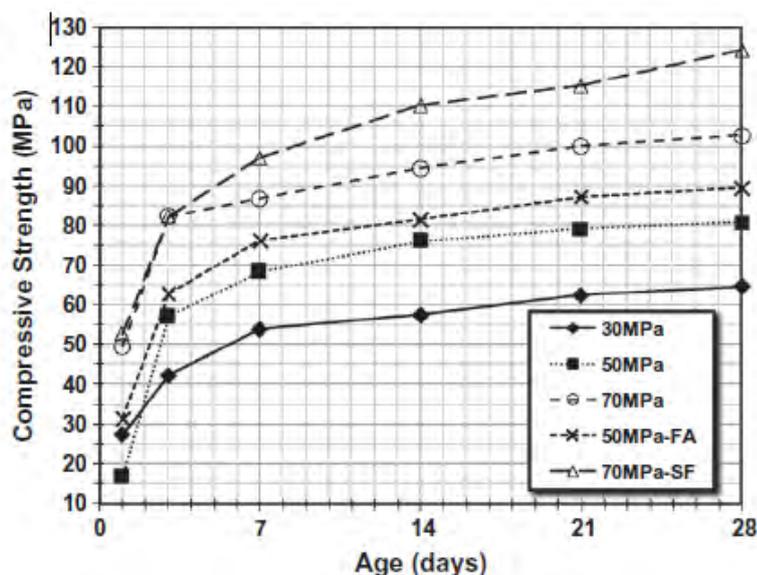


Figura 3.1 Diagramma riportante i risultati di tutti i test di compressione effettuati sui vari calcestruzzi nei vari stadi di maturazione

I risultati della prova a trazione indiretta (tabella 3.11) mostrano invece che, come accade nei calcestruzzi tradizionali ad alta resistenza, l'incremento nella resistenza a compressione non è accompagnato da un incremento nella resistenza a trazione. Questo comportamento fragile dei calcestruzzi indica che la duttilità degli stessi deve essere migliorata.

Tabella 3.11 Risultati del test di resistenza a trazione indiretta (prova brasiliana)

Test	Mixture I.D.				
	30 MPa	50 MPa	70 MPa	50 MPa FA	70 MPa SF
Split tensile strength (MPa)*	2.87	3.53	4.37	3.13	2.87
Split tensile/compressive strength (%)	4.44	4.37	4.26	3.50	2.31

* Coefficient of variation (C.O.V.) ranges from 4% to 15.8%.

La durabilità è stata infine analizzata attraverso 3 diverse prove:

- Permeabilità all'acqua – DIN 1048
- RCPT – ASTM C1202
- Assorbimento d'acqua – BS 1881 parte 122

Tabella 3.12 Risultati del test di durabilità

Test	Mixture I.D.				
	30 MPa	50 MPa	70 MPa	50 MPa FA	70 MPa SF
Water permeability – DIN 1048 (mm)	NIL	NIL	NIL	NIL	NIL
RCPT – ASTM C1202 (coulombs)*	6422	4334	2682	4196	1396
Water absorption BS 1881 part 122 (%)**	2.6	1.9	1.03	1.6	0.8

* Coefficient of variation (C.O.V.) ranges from 2.5% to 31%.

** Coefficient of variation (C.O.V.) ranges from 6.0% to 12.5%.

Queste evidenziano vari aspetti: innanzitutto la permeabilità ai cloruri non è risultata attendibile in quanto la componente ferrosa delle scorie influenza la misurazione del potenziale elettrico, mentre la permeabilità e l'assorbimento dell'acqua indicano una buona durabilità di tutti gli impasti. Inoltre i calcestruzzi contenenti ceneri volanti e microsilice hanno dimostrato di ridurre del 16% e del 23% l'assorbimento dell'acqua rispetto agli stessi impasti privi di questi additivi.

Conclusioni

In conclusione, questa sperimentazione ha evidenziato buoni risultati nell'utilizzo delle scorie come aggregati nella produzione di calcestruzzo, sia dal punto di vista meccanico che di durabilità.

3.1.4. CARLO PELLEGRINO, PAOLO CAVAGNIS, FLORA FALESCHINI, KATYA BRUNELLI - PROPERTIES OF CONCRETES WITH BLACK/OXIDIZING ELECTRIC ARC FURNACE SLAG AGGREGATE (2012).

In questa ricerca gli autori hanno prodotto 1 provino in cls tradizionale e 5 in cls contenente EAF slag come aggregato riciclato, con l'obiettivo di studiarne il

comportamento meccanico/chimico e stabilire un grado di sostituzione ottimale tra inerte naturale e scorie. Le scorie utilizzate provenienti dal Nord-Est Italia hanno contenuto di calce più basso del 40%, densità elevata, basso assorbimento di acqua e bassa porosità. La composizione chimica è formata principalmente da ossidi: il 75% della composizione è dato ossido di ferro, calcio, silicio più una piccola quantità di ossido di magnesio, alluminio e di manganese. La presenza di ossido di calcio e di magnesio sono i principali responsabili del fenomeno di idratazione ed espansione, quindi in accordo con articoli precedenti le scorie sono state sottoposte ad adeguati trattamenti di stabilizzazione tramite esposizione all'ambiente esterno e regolare irrorazione per 90 giorni. È stata eseguita al termine del lavoro un'analisi chimica per garantire il non verificarsi di fenomeni di espansione e un test di "lisciviazione" per verificare che i potenziali composti tossici siano sotto il valore limite riportato dalle norme italiane DM 186.

Tabella 3.13 Risultati del test di percolamento.

Parameter	Concentration (mg/l)	Limits
Nitrates	<40	50
Fluorides	<1.5	1.5
Sulphates	<200	250
Chlorides	<75	100
Cyanides	<0.03	0.050
Barium	0.0125	1
Copper	<0.001	0.05
Zinc	<0.03	3
Beryllium	<0.005	0.01
Cobalt	<0.01	0.25
Nickel	<0.005	0.01
Vanadium	0.103	0.25
Arsenic	<0.02	0.05
Cadmium	<0.003	0.005
Total chromium	<0.002	0.05
Lead	<0.04	0.05
Selenium	<0.010	0.01
Mercury	<0.001	0.001
Amianthus	<10	30
COD	<25	30
pH	10.78	5.5-12.0

Il cemento utilizzato è di classe 42.5R a cui è stato aggiunto un superfluidificante per raggiungere uno SLUMP S4 e additivi aeranti per aumentare la durabilità ai cicli di gelo-disgelo.

Nella seguente tabella sono raccolti i mix design utilizzati nelle prove e si può subito notare che avendo le scorie fini una maggiore capacità di assorbimento, i rapporti W/C saranno minori nella miscela tradizionale e maggiori nelle altre, specialmente nel mix 5 dove tutta la curva granulometrica è composta da scorie.

Tabella 3.14 Mix design dei calcestruzzi utilizzati, le quantità fanno riferimento ad 1 m³ di calcestruzzo

	Traditional	Mix 1	Mix 2	Mix 3	Mix 4	Mix 5
Natural gravel (%)	100	100	100	50	-	-
Natural sand (%)	100	50	-	50	50	-
Medium/coarse EAF slag (%)	-	-	-	50	100	100
Fine EAF slag (%)	-	50	100	50	50	100
D max (mm)	22.4	22.4	22.4	22.4	22.4	22.4
Cement (kg)	330	335	340	340	350	355
Water (l)	155	158	167	180	185	195
w/c	0.47	0.47	0.49	0.53	0.53	0.55
V aggregates (l)	682	678	673	675	662	658
Total EAF slag s.s.d. fraction (kg)	-	514	1019	1278	1894	2508
Total natural aggregates s.s.d. fraction (kg)	1861	1480	1102	920	456	-
Fluidifying admixture (kg)	1.31	1.33	1.36	1.36	1.39	1.42
Aerating additive (g)	56	56	56	56	56	56

Le curve granulometriche per ogni mix rientrano nella curva ideale di Fuller. I risultati dei test a compressione e trazione sono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 3.15 Pesì specifici medi, slump test, resistenza a compressione e a trazione, dopo 7 e 28 giorni.

Mix type	Specific weight (t/m ³)	Slump (mm)	7 days				28 days			
			Specific weight (t/m ³)	$f_{cm, cube}$ (MPa)	Specific weight (t/m ³)	$f_{cm, cube}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)		
Traditional	2.53	20.0	2.38	37.8	2.49	44.63	3.54	37.51		
Mix 1	2.66	19.0	2.53	35.3	2.61	45.42	3.73	37.36		
Mix 2	2.85	20.5	2.71	33.1	2.78	44.00	3.62	38.68		
Mix 3	2.83	19.5	2.83	37.5	2.79	45.23	3.56	40.39		
Mix 4	3.00	19.5	2.90	36.0	2.94	45.10	4.01	40.04		
Mix 5	3.19	18.0	3.12	33.9	3.13	41.40	3.76	38.47		

Le resistenze a compressione sono simili per tutti i provini (eccetto mix 5) e in qualche caso la resistenza è maggiore per i cls in aggregati riciclati.

La resistenza a trazione invece è sempre maggiore nel cls con scorie molto probabilmente perché la superficie di contatto matrice cementizia - inerte è molto più rugosa (quindi maggior attrito) rispetto al cls tradizionale. Sono comunque sconsigliati i mix che utilizzano scorie per tutta la composizione granulometrica.

Le prove di durabilità a cui sono stati sottoposti tre provini per ogni mix vengono riassunte nelle seguenti sigle:

- D1: in accordo con la ASTM D-4792 il provino viene immerso in una vasca termostatica contenente acqua a 70°C poi ricoperta per limitare l'evaporazione per 32 giorni al termine dei quali il provino viene lasciato per altri 90 giorni all'ambiente esterno.
- D1-2 la prova è simile alla precedente ma nei 90 giorni di stagionatura il provino è esposto direttamente al sole e alle piogge.
- D2: il provino è sottoposto a 25 cicli giornalieri che consistono in una fase di congelamento alla temperatura di -17°C per 18 h e una seconda fase in cui il provino è immerso in acqua a 4°C per 4 ore.

- D3: il provino è sottoposto a 30 cicli giornalieri di bagno-asciuga: nelle prime 16 ore il provino è immerso in acqua potabile a temperatura ambiente e nelle restanti 6 ore viene lasciato ad asciugare in un forno elettrico a 110°C.

Con il primo test (**D1**) si vuole indagare sulla possibile espansione dei provini. L'idratazione della calce libera (Cao) e dell'ossido di magnesio (MgO9) contenuti in grande percentuale nelle scorie utilizzate potrebbero infatti provocare un sensibile aumento di volume.

Tabella 3.16 Proprietà del calcestruzzo dopo invecchiamento accelerato per 32 giorni e confronto con le stesse prima del processo.

Mix type	Mean specific weight			Mean compressive cubic strength		
	After ageing (t/m ³)	Before ageing (t/m ³)	Variation (%)	After ageing (MPa)	Before ageing (MPa)	Variation (%)
Traditional	2.49	2.49	-0.07	51.59	44.63	+13.49
Mix 1	2.61	2.61	-0.19	47.02	45.42	+3.39
Mix 2	2.80	2.78	+0.68	44.76	44.00	+1.70
Mix 3	2.85	2.79	+2.29	50.79	45.23	+10.95
Mix 4	2.95	2.94	+0.38	47.52	45.10	+5.10
Mix 5	3.13	3.13	-0.29	42.36	41.40	+2.28

I risultati ottenuti indicano che sebbene tutti i provini subiscano un incremento di resistenza meccanica, i calcestruzzi con le scorie, a causa della micro espansione interna, hanno un incremento di resistenza minore rispetto al cls tradizionale. L'aumento di peso massimo è limitato al 2,3%.

Con la variazione D1-2 l'unico risultato ottenuto è stato quello di mitigare l'effetto dell'invecchiamento accelerato del caso D1: sia i provini in cls tradizionale che quelli con inerte riciclato hanno avuto un incremento di resistenza.

Il secondo test **D2** è stato superato da tutti i provini senza che questi mostrassero significativi deterioramenti superficiali, molto probabilmente perché le bolle d'aria "intrappolate" nel mix hanno impedito la saturazione del provino e quindi la relativa espansione durante il ciclo di gelo.

Sembrerebbe anzi che il ciclo di gelo abbia contribuito all'idratazione del cemento facendone aumentare la resistenza.

Tabella 3.17 Proprietà dei calcestruzzi dopo cicli di gelo-disgelo per 25 giorni e confronto con le stesse prima dei cicli.

Mix type	Mean specific weight			Mean compressive cubic strength		
	After ageing (t/m ³)	Before ageing (t/m ³)	Variation (%)	After ageing (MPa)	Before ageing (MPa)	Variation (%)
Traditional	2.50	2.49	+0.22	50.14	44.63	+10.98
Mix 1	2.60	2.61	-0.32	51.74	45.42	+12.21
Mix 2	2.80	2.78	+0.70	50.36	44.00	+12.63
Mix 3	2.82	2.79	+1.14	49.63	45.23	+8.86
Mix 4	2.96	2.94	+0.51	48.83	45.10	+7.64
Mix 5	3.14	3.13	+0.05	50.50	41.40	+18.03

L'ultimo test **D3** si è dimostrato quello con effetti negativi più marcati: tutti i provini a causa delle continue variazioni termiche e quindi continue fasi di espansione e contrazione hanno subito una riduzione della resistenza meccanica.

Tabella 3.18 Proprietà dei calcestruzzi dopo cicli di immersione e asciugatura per 30 giorni e confronto con le stesse prima del processo.

Basic properties in specimens after wetting/drying cycles for 30 days and variation with respect to the same properties before wetting/drying cycles.

Mix type	Mean specific weight			Mean compressive cubic strength		
	After ageing (t/m ³)	Before ageing (t/m ³)	Variation (%)	After ageing (MPa)	Before ageing (MPa)	Variation (%)
Traditional	2.50	2.49	+0.33	39.24	44.63	-13.74
Mix 1	2.61	2.61	0.00	42.80	45.42	-6.12
Mix 2	2.83	2.78	+1.66	41.35	44.00	-6.42
Mix 3	2.85	2.79	+2.06	37.86	45.23	-19.48
Mix 4	3.01	2.94	+2.23	36.91	45.10	-22.17
Mix 5	3.19	3.13	+1.65	37.35	41.40	-10.84

Il grafico seguente riassume le prove in termini di resistenza a compressione, mostrando che i mix 2 e 5 hanno dato i risultati peggiori in quasi tutte le condizioni.

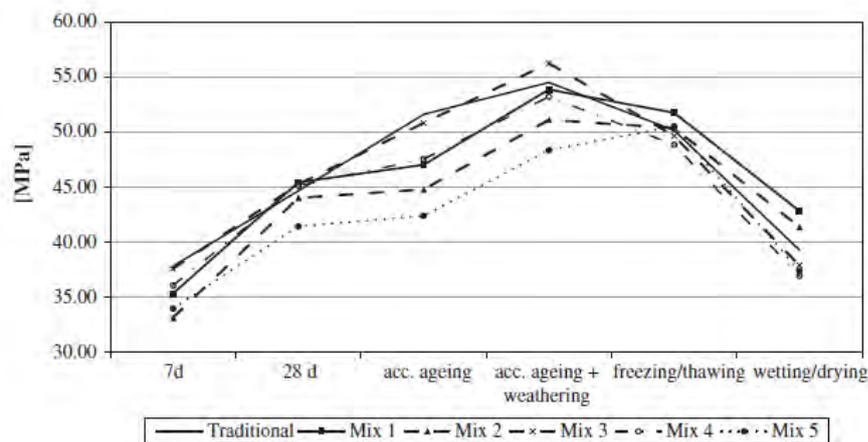


Figura 3.2 Resistenza a compressione dei calcestruzzi dopo la stagionatura naturale e dopo vari test di durabilità.

Le conclusioni tratte dagli autori sono:

- L'uso delle scorie ha un impatto negativo sulla lavorabilità quando la sostituzione di inerte con le scorie supera il 50% in peso. Gli autori consigliano di rimanere sotto questo grado di sostituzione.
- Nonostante l'aumento di peso specifico, l'utilizzo di scorie nella pasta cementizia contribuisce ad aumentarne il modulo elastico, resistenza a trazione e a compressione. È da evitare però la sostituzione completa dell'inerte con il materiale da riciclo (vedi mix 2-5).
- I cicli di invecchiamento hanno avuto effetti simili sia per il cls tradizionale che per il cls con aggregati riciclati anche se un aumento significativo di resistenza a compressione (+8%) si ha avuto solo nei mix con minor grado di sostituzione (3-4).

3.2. La valutazione della vulnerabilità sismica di nodi trave-colonna

3.2.1. ANGELO MASI, GIUSEPPE SANTARSIERO, GIOVANNI DE CARLO, GIAN PIERO LIGNOLA, GERARDO M. VERDERAME – VALUTAZIONE E RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. (2008).

Obiettivi: 1- Studiare e confrontare il comportamento in fase post elastica di nodi trave-colonna con differenti livelli di progettazione antisismica, valutando il ruolo di alcuni parametri tipologici e progettuali sulle prestazioni.

2- Confronto tra i dati sperimentali e i risultati della modellazione con il software DIANA.

Generalità: Si sono effettuate prove cicliche quasi statiche su 11 nodi in scala 1:1:

- 4 nodi non antisismici – NE – (nodi trave-pilastro '70 – '80, DM 30.5.72);
- 2 antisismici per zona sismica 4 – Z4 – (OPCM 3274);
- 5 antisismici per zona sismica 2 - Z2 – (OPCM 3274).

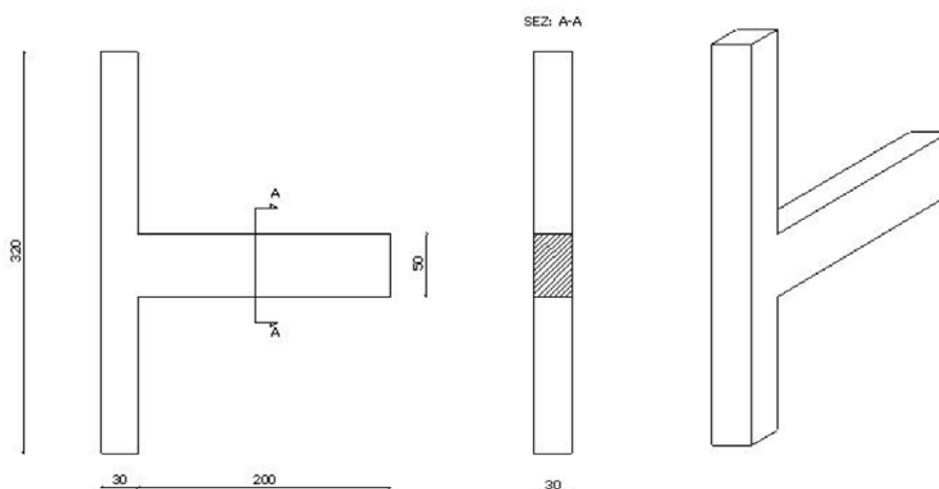


Figura 3.3 Forma e dimensioni dei provini realizzati.

Test	ERD	Carico assiale
T1	NE	NL
T2	Z2	NH
T3	Z2	NH
T4	Z4	NH
T5	Z2	NL
T6	NE	NH
T7	NE	NL
T8	Z4	NH
T9	Z2	NH
T10	Z2	NL
T11	NE	NL

NL → $v=0.15$
 NH → $v=0.30$
 NE progett. a carichi verticali
 Z2 zona sismica 2
 Z4 zona sismica 4

Figura 3.4 Legenda.

Figura 3.5 Elenco dei test eseguiti sui provini.

Dettagli Costruttivi:

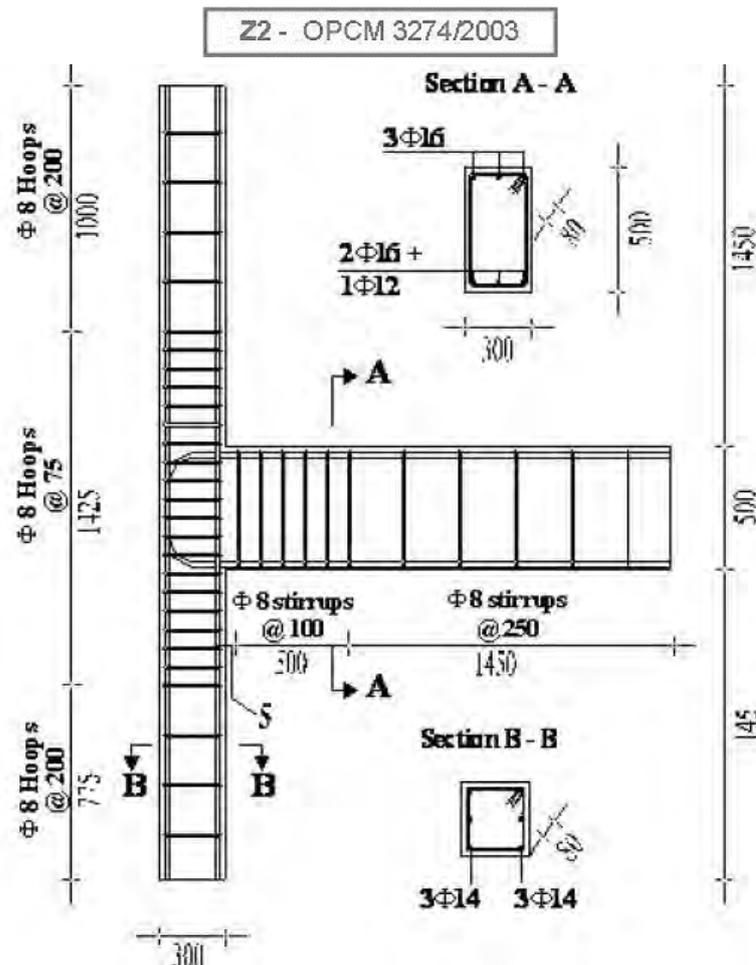


Figura 3.6 Disposizione armature per i provini progettati per zona sismica 2.

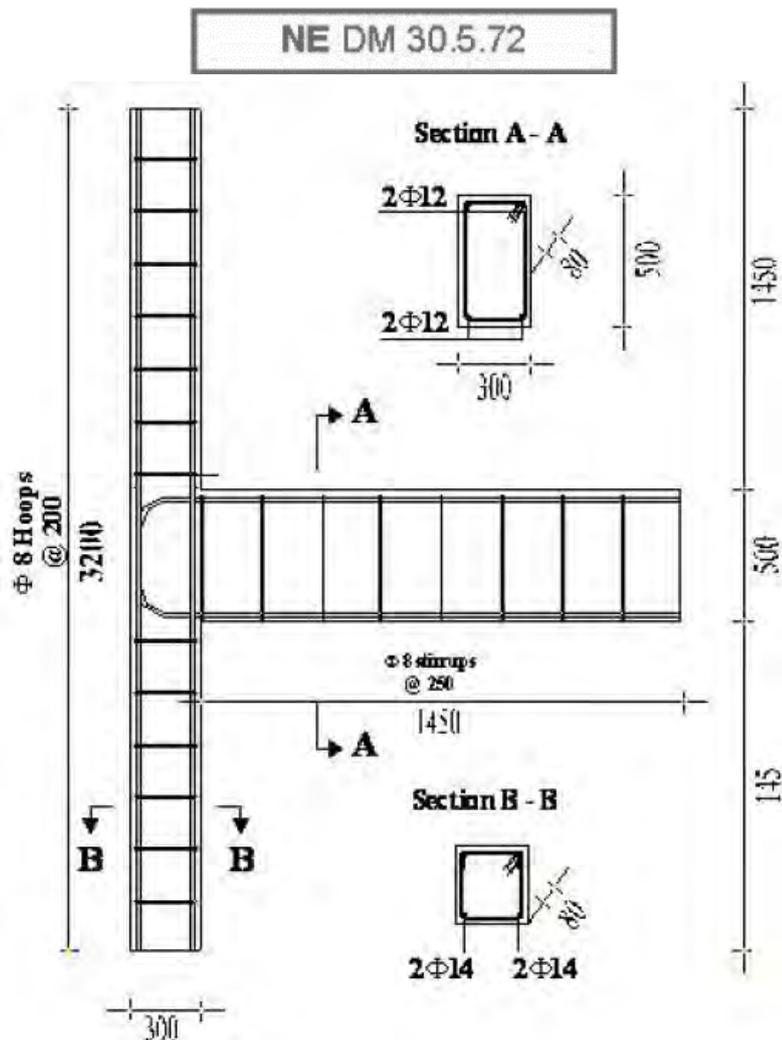


Figura 3.7 Disposizione armature per i provini progettati per soli carichi verticali.

Materiali utilizzati:

CALCESTRUZZO (progetto Rck 250)
 prove su cubetti estratti durante il getto dei nodi.
 Si è ottenuta $\rightarrow f_{cm} = 21.5 \text{ MPa}$.

ACCIAIO (progetto FeB44k)
 9 prove di trazione su barre
 Tensione media di snervamento $f_y = 490 \text{ MPa}$

Modalità di prova:

- Carico ciclico quasi-statico (3 cicli per ogni ampiezza);
- Sforzo normale costante $N = \text{cost}$;
- 2 livelli di sforzo assiale normalizzato;
- No effetto $P-\Delta$;
- I livelli di deformazione sono imposti in modo da indurre il collasso del nodo.

Setup di prova:

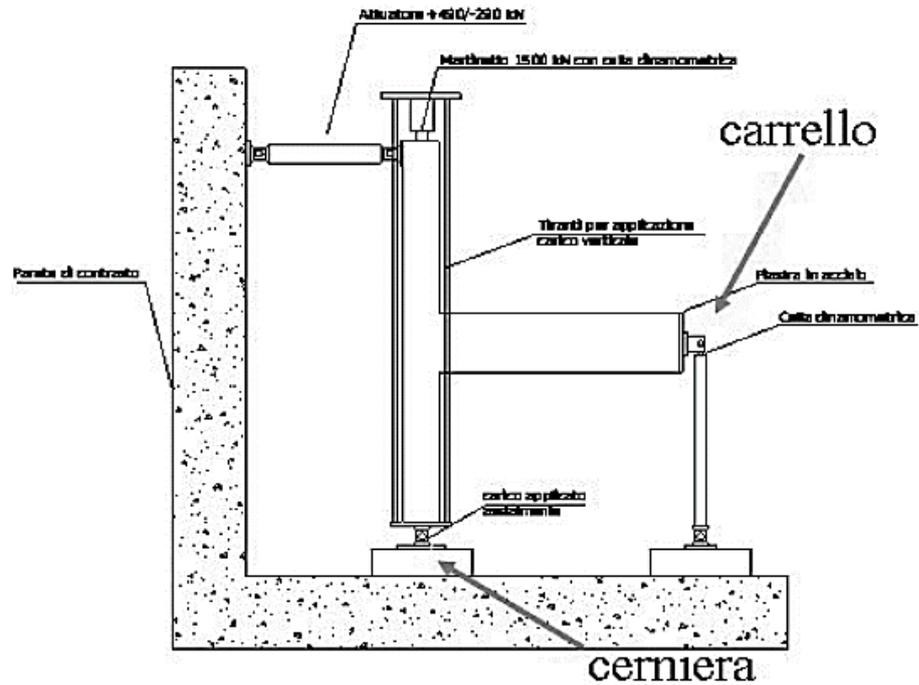


Figura 3.8 Composizione del setup di prova.

Apparato di prova

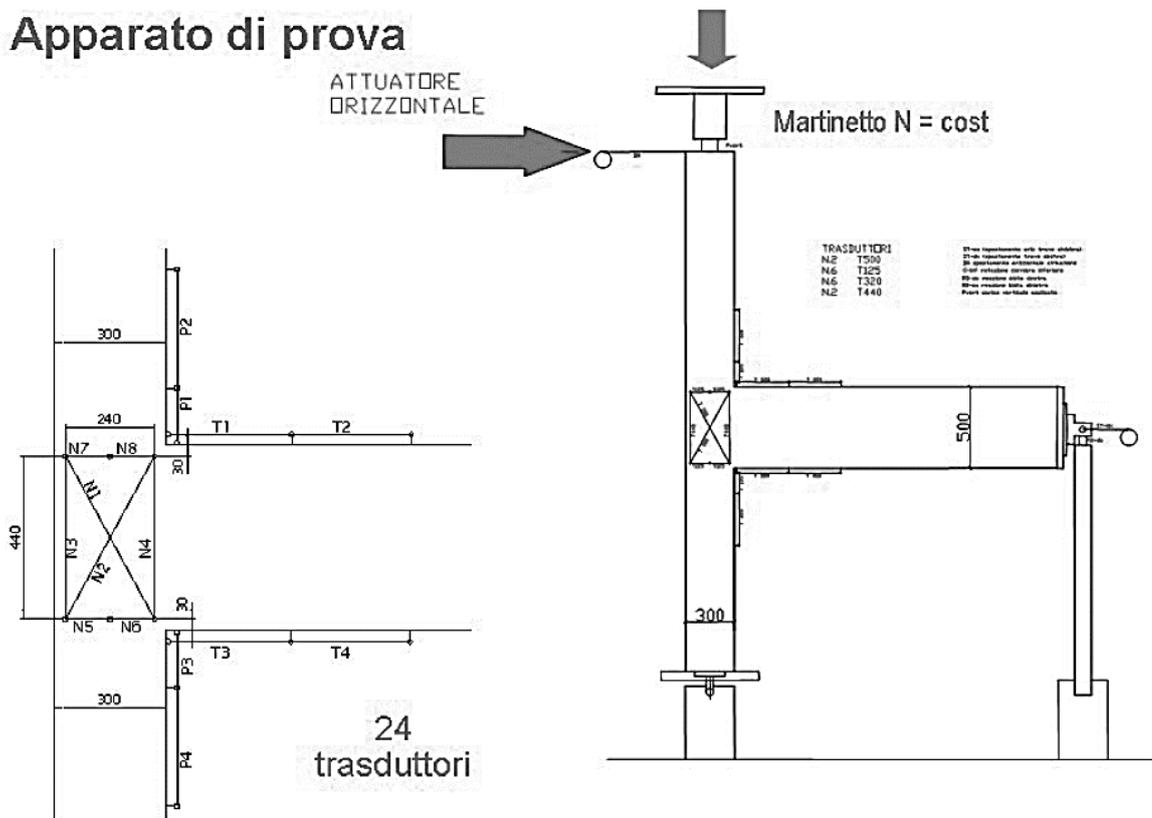


Figura 3.9 Particolare della disposizione dei trasduttori sul pannello nodale (sinistra) e indicazione dei punti di applicazione dei carichi (destra).

Esecuzione delle prove:

Prove cicliche quasi statiche → controllo di spostamento

3 cicli per ogni ampiezza del drift

Velocità applicazione carico 2 mm/s (frequenza variabile)

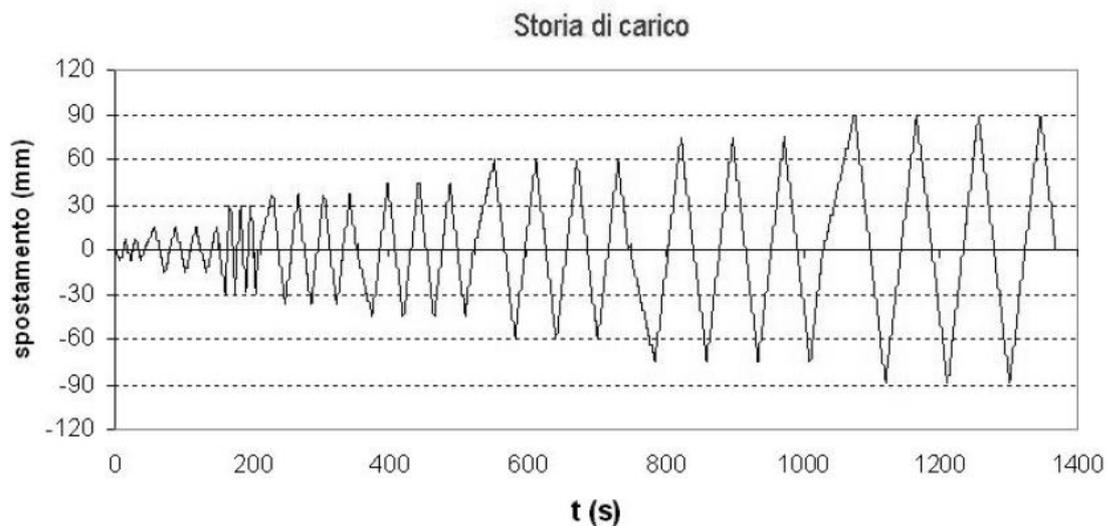


Figura 3.10 Storia di carico.

Conclusioni:

I nodi NON antisismici, con scarsa armatura longitudinale nella trave, non hanno mostrato danni al pannello nodale. La crisi del nodo è stata rappresentata dalla rottura delle barre longitudinali della trave.

Il modello numerico ha dimostrato che tale rottura è da attribuirsi a fatica oligociclica.

Per i nodi antisismici da zona 2 il valore dello sforzo normale è stato in grado di condizionare la modalità di collasso.

Uno sforzo normale minore ha indotto la fessurazione del pannello nodale.

Il modello numerico ha mostrato come, sebbene il nodo T5 ($v=0.15$) avesse uno sforzo assiale nella colonna pari alla metà del nodo T3 ($v=0.30$), le tensioni di compressione siano state maggiori a causa della minore dimensione del puntone compresso venutosi a formare.

Questo può essere alla base del danneggiamento al pannello nodale del nodo T5.

3.2.2. ANGELO MASI, GIUSEPPE SANTARSIERO, CLAUDIO MORONI, DOMENICO NIGRO – MECCANISMI DI COLLASSO DI NODI ESTERNI TRAVE-COLONNA IN C.A. SOTTOPOSTI A TEST CICLICI (2009).

Scopo L'obiettivo dell'esperienza è quello di mettere in luce l'influenza che alcuni parametri progettuali quali il livello di sforzo assiale applicato, i quantitativi di armatura, il tipo di trave, il tipo di acciaio, ecc. possono avere sul comportamento ciclico e sul meccanismo di collasso

Generalità

L'esperienza prevede l'esecuzione di test ciclici quasi statici su 10 nodi a T progettati secondo differenti livelli dell'azione sismica, ossia nodi non antisismici, antisismici per zona 2 ed antisismici per zona 4, dotati di trave a spessore o emergente.

Prima di effettuare le prove sperimentali si sono eseguite alcune simulazioni numeriche sui modelli da testare al fine di stimare con sufficiente precisione le forze di prima plasticizzazione ed i corrispondenti valori di drift, nonché di prevedere l'elemento (trave, pilastro, pannello nodale) in cui si sarebbe attivata la crisi.

Il numero dei cicli è stato pari a 3 per ogni ampiezza degli spostamenti impressi.

Il passo di incremento dello spostamento impresso è stato variabile ed in particolare leggermente più fitto per drift minori di 1.50%.

Setup di prova

- **Tipologia dei nodi**

Nella colonna ERD (Earthquake Resistant Design), la sigla NE sta per progettazione a soli carichi verticali, mentre le sigle Z2 e Z4 indicano rispettivamente che la progettazione è stata antisismica per zona 2 oppure per zona 4.

I nodi testati sono tutti con trave emergente (RB, Rigid Beam).

Nella colonna "sforzo assiale" la sigla NL indica un carico verticale limitato sul pilastro ($v=0.15$), mentre NH indica un carico più elevato ($v=0.30$).

$v = N / (b h f_c)$ è lo sforzo normale adimensionalizzato agente sulla sezione, con b e h dimensioni della sezione retta del pilastro e f_c resistenza cilindrica media del calcestruzzo.

Tabella 3.19 Caratteristiche dei 10 nodi testati.

Nodo	ERD	Tipo trave	Sforzo assiale
T1	NE	RB	NL
T2	Z2	RB	NH
T3	Z2	FB	NH
T4	Z4	FB	NH
T5	Z2	RB	NL
T6	NE	RB	NH
T7	NE	FB	NL
T8	Z4	FB	NH
T9	Z2	RB	NH
T10	Z2	RB	NL



Figura 3.11 Visuale del nodo pronto per essere testato, si possono notare il castello necessario per l'applicazione dello sforzo assiale e tutte le strumentazioni necessarie al rilevamento degli spostamenti e delle deformazioni.

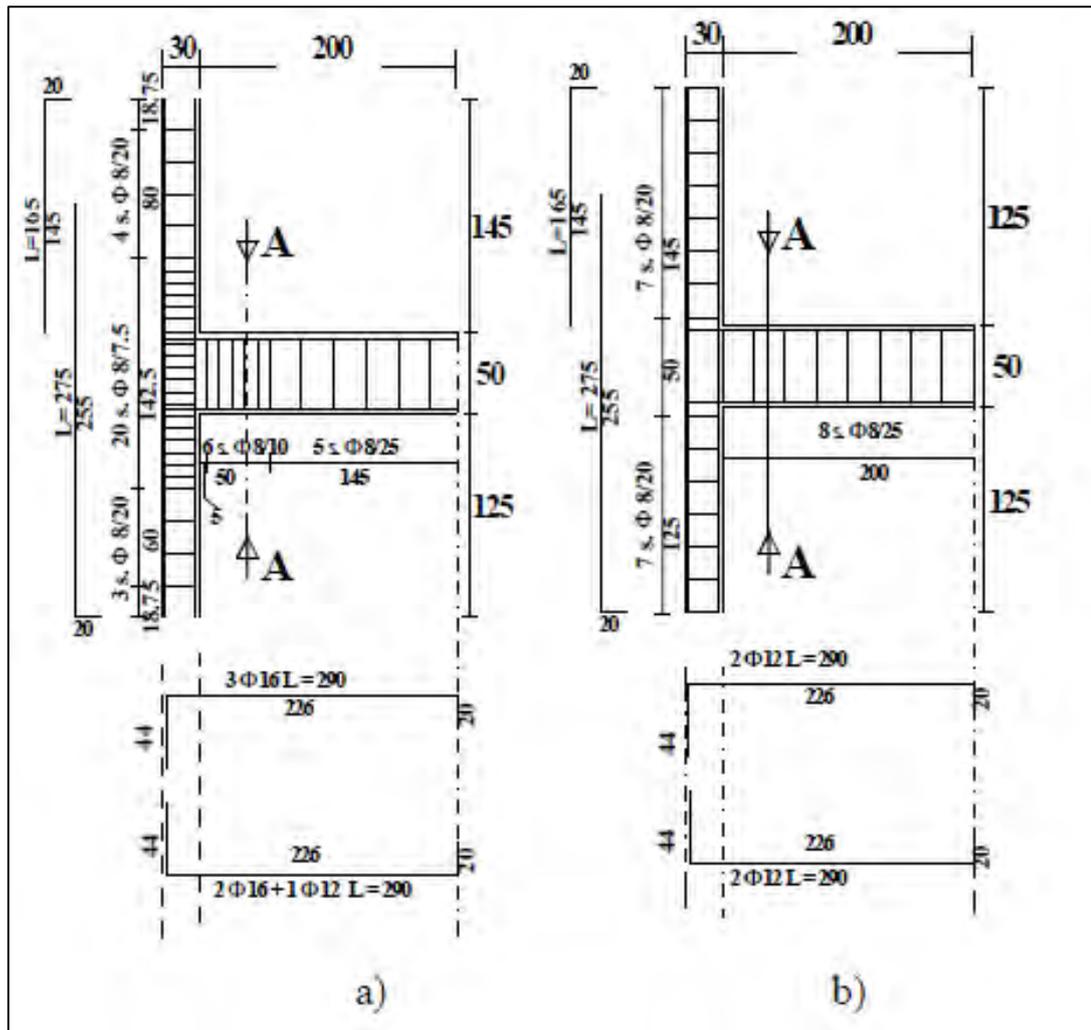


Figura 3.12 a) Dettagli dei nodi ZS2. b) dettagli dei nodi non antisismici NE.

Risultati della sperimentazione

Tabella 3.20 Principali risultati dei test effettuati ((*) nodi realizzati con acciaio poco duttile)

Test	ERD	$v=N/(f_c b h)$	Tipo rottura	Rottura barre	F_u (kN)	d_u (%)
T1	NE	0.15	B	SI	18.9	2.75
T2	Z2	0.30	B	SI	40.2	3.36
T3	Z2	0.30	B	SI	38.9	4.96
T4	Z4	0.30	B	SI	42.9	3.45
T5	Z2	0.15	B+J	NO	39.8	3.25
T6	NE	0.30	B	SI	21.3	2.85
T7	NE	0.15	B	SI	21.3	3.28
T8	Z4	0.30	B	SI	42.8	3.40
T9(*)	Z2	0.30	B+J	NO	48.3	3.30
T10(*)	Z2	0.15	B+J	NO	48.9	3.65

del pannello nodale.

Nella tabella 3.20, so-

no sintetizzati i principali risultati dei 10 test eseguiti; la colonna "tipo rottura" la lettera "B" indica un meccanismo di collasso puramente flessionale della trave, mentre "J" segnala il verificarsi di fessurazione all'interno

Sono inoltre riportati i valori della forza massima raggiunta dall'assemblaggio nel quadrante positivo del diagramma forza-drift (F_u), e del drift ultimo (d_u) determinato convenzionalmente in corrispondenza di un calo della resistenza pari al 20% della forza di picco, all'interno del ramo post-elastico.

Per tutti i nodi testati la sequenza delle plasticizzazioni ha sempre visto la precedenza nelle travi che, operando come una sorta di "fusibili" nei confronti della forza totale applicabile all'assemblaggio, non hanno permesso la formazione di cerniere all'interno delle colonne.

In qualche caso però si sono create le condizioni per una successiva estesa fessurazione del pannello nodale, come è accaduto nei test T5, T9 e T10.

Influenza dello sforzo assiale

Per ciò che concerne lo sforzo normale si considerano i test T3 e T5, entrambi nodi progettati per la zona sismica 2 ma testati con sforzo normale pari a $v=0.30$ nel primo caso e pari a $v=0.15$ nel secondo.

La sola riduzione dello sforzo assiale agente sul pilastro provoca un meccanismo di danneggiamento e di collasso molto differente.

Il nodo T3 mostra una estesa fessurazione della trave e la completa assenza di danni al pannello nodale.

Il nodo T5, invece, dopo una prima fessurazione nella trave, mostra lesioni diagonali nel pannello nodale che provocano la completa espulsione del copriferro sui tre lati liberi.

La presenza delle staffe interne al nodo permette comunque allo stesso di mantenere l'integrità e di non esibire alcun problema di portanza del carico verticale.

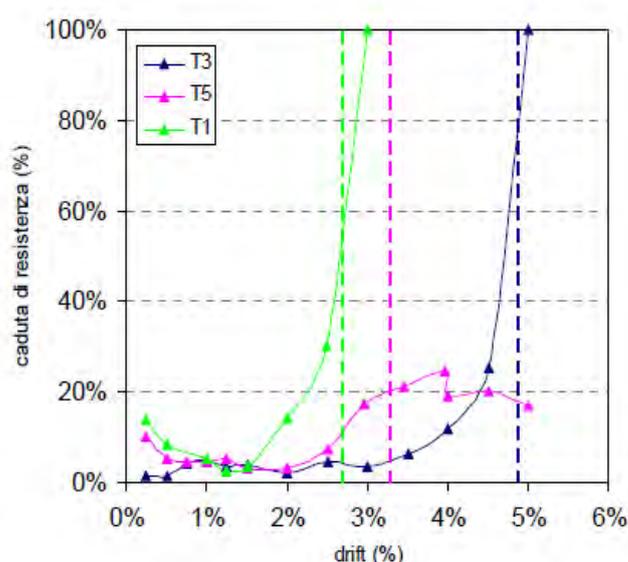


Figura 3.13 Caduta di resistenza 1°-3° ciclo dei nodi T1, T3 e T5

Effetti del carico ciclico sul degrado di resistenza

Le curve forza-drift sono state costruite come inviluppo dei massimi valori di forza esibiti ad ogni ampiezza del drift impresso all'assemblaggio in esame. Ogni diverso valore del drift impresso, come già detto, è stato mantenuto per 3 cicli nell'ambito dei quali si è comunque registrato un certo degrado



Figura 3.14 Test T5: stato di danneggiamento per drift = 5%.

della resistenza. Tale degrado a drift costante va comunque

esaminato con attenzione in quanto la definizione del valore ultimo o di collasso del drift di collasso viene fatta in modo convenzionale sulla base della massima caduta di resistenza che si ritiene accettabile per un tale tipo di assemblaggio.

Nel presente lavoro si è assunto come drift di collasso quello corrispondente ad una caduta di resistenza del 20%.

Per quanto concerne i nodi in esame si è notato che, laddove il meccanismo di collasso ha interessato essenzialmente la trave, l'entità del degrado ciclico, misurato come riduzione percentuale della forza massima tra il primo ed il terzo ciclo a drift costante, aumenta notevolmente quando il drift supera il valore convenzionale di collasso sopra definito.

Considerazioni conclusive

Sono stati esaminati i risultati di test ciclici quasi statici effettuati su nodi trave-pilastro in c.a. progettati con differenti livelli di azione sismica e testati con differenti valori di sforzo assiale.

Si è visto che in presenza di una favorevole sequenza dei possibili meccanismi di collasso (gerarchia delle resistenze) che comporta la plasticizzazione per flessione della trave come primo fenomeno di danneggiamento, un valore medio alto dello sforzo assiale sulla colonna, ossia $v=0.30$, produce effetti positivi

in quanto riduce lo stato tensionale che può provocare la crisi del pannello nodale per trazione.

Il confronto tra i test T5 e T3 ha evidenziato proprio questo fenomeno. Aver evitato la rottura del pannello nodale ha determinato nel nodo T3 un degrado di resistenza minore e, dunque, una maggiore capacità duttile e dissipativa. Va però segnalata, in tale situazione, l'occorrenza della rottura delle barre longitudinali della trave per effetti di fatica oligociclica.

Anche in presenza di una fitta staffatura nella trave, le barre longitudinali si sono instabilizzate all'atto della chiusura della fessura per inversione del momento flettente e questo ha provocato concentrazione di deformazioni e conseguente rottura.

Si è visto che la resistenza più elevata delle armature, inducendo maggiori sollecitazioni taglienti all'interno del pannello, ne ha generato la fessurazione con le ovvie conseguenze sul degrado della resistenza e quindi sulla duttilità. La presenza di una eccessiva resistenza "lato acciaio" nelle travi può, quindi, portare, oltre che ad una non corretta gerarchia delle resistenze trave-pilastro, anche a maggiori sollecitazioni nel pannello nodale che potrebbe collassare prematuramente.

I risultati sperimentali sono stati analizzati anche dal punto di vista del degrado ciclico a drift costante. Si è visto che nei nodi in cui la crisi è legata esclusivamente alla flessione della trave, il drift ultimo convenzionale (definito come quel valore in corrispondenza del quale si ha una caduta di resistenza del 20%) segna una soglia oltre la quale il degrado a drift costante aumenta in maniera considerevole. Pertanto, si può ritenere che assumere come drift convenzionale di collasso quello corrispondente ad una caduta di forza del 20% appare sufficientemente corretto, in quanto oltre tale valore anche il degrado ciclico a drift costante risulta molto elevato.

Come si è potuto constatare alcuni nodi progettati con criteri antisismici sono pervenuti a rottura mostrando danni al pannello nodale, per effetto degli elevati quantitativi di armatura nelle travi, responsabili della maggiore aliquota di taglio orizzontale agente all'interno del pannello stesso. Nonostante ciò è però emerso che la presenza di una idonea staffatura, come prevista dalla norma all'interno del pannello, ha garantito l'integrità del nodo che, seppur fessurato, ha mantenuto la piena portanza del carico verticale applicato.

Inoltre, danni di entità apprezzabile al pannello nodale non hanno impedito all'assemblaggio trave-colonna di raggiungere i massimi livelli di forza associati alla plasticizzazione delle travi secondo la corretta gerarchia delle resistenze.

Ancora, si è voluta analizzare la deformabilità globale degli assemblaggi trave-pilastro al fine di valutare se e quanto fosse importante il contributo del pannello nodale. Si è visto che, nei casi nei quali il pannello è rimasto sostanzialmente integro, esso ha contribuito in maniera trascurabile al drift complessivo dell'assemblaggio; al contrario, nei nodi con pannello fessurato, tale contributo, ancorché non molto elevato, diventa non trascurabile con valori fino al 10-15% del totale.

Infine, appare utile osservare che nei nodi testati, qualora collocati all'interno di una struttura reale, confluirebbero delle travi ortogonali al pannello nodale che potrebbero svolgere una significativa azione di confinamento in grado, probabilmente, di contrastare o limitare la fessurazione anche nei casi in cui questa si è manifestata nei modelli di laboratorio. Tale aspetto, insieme ad altri elementi che caratterizzano i nodi di strutture reali, ancorché complessi da portare in conto, dovranno essere adeguatamente considerati in futuri programmi sperimentali.

3.2.3.F. BRAGA, G. DE CARLO, G. F. CORRADO, R. GIGLIOTTI, M. LATERZA, D. NIGRO – MECCANISMI DI RISPOSTA DI NODI TRAVE-PILASTRO IN C.A. DI STRUTTURE NON ANTISISMICHE (2001).

Scopo

Sperimentazione su nodi trave-pilastro realizzati con le regole progettuali ed i materiali tipici degli anni '50-'70 al fine di correlare i meccanismi di risposta locali dei nodi ai meccanismi globali del sistema strutturale di appartenenza, e individuare e sperimentare tecniche di intervento (ripristino o miglioramento).

Caratteristiche dei nodi:

Per lo studio dei meccanismi di risposta globali si è scelto di fare riferimento ad un telaio prototipo rappresentativo di un caso di inadeguata progettazione sismica (tipico anni '50-'70).

Il telaio è costituito da 3 piani e 3 campate; sono stati realizzati 6 nodi (3 in scala 2:3 e 3 in scala 1:1), i campioni riproducono un nodo esterno ed un nodo interno del telaio prototipo.

Le armature sono costituite da barre lisce con diametri $\Phi 18$, 12 per le armature longitudinali e $\Phi 6$ per le staffe. Tali diametri si riducono rispettivamente a $\Phi 12$, $\Phi 8$ e $\Phi 4$ nel passaggio alla scala 2:3.

Allo scopo di verificare le correlazioni tra la risposta dei sottoinsiemi strutturali e quella dell'intera struttura è stata realizzata una struttura tridimensionale in scala 2:3, costituita da tre telai principali, di cui quello centrale corrisponde al telaio prototipo. Sul modello tridimensionale saranno effettuate prove pseudodinamiche con l'obiettivo di indagarne la risposta sismica e di verificare l'attendibilità dei risultati sperimentali ricavati dalle prove sui sottosistemi piani nodi trave-pilastro), che escludono la presenza dei solai e delle travi ortogonali, le quali, fornendo un certo confinamento ai nodi, potrebbero modificarne la risposta.



Figura 3.15 Dettagli delle armature e strain gauges sulla superficie delle barre longitudinali.

Materiali

Per i materiali sono state assunte, riferendosi a progetti degli anni .50-.70 ed ai corrispondenti riferimenti normativi le caratteristiche di progetto:

Calcestruzzo: $R_{ck} > 160 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{amm} = 50 \text{ kg/cm}^2$ (R.D. .39); La resistenza media a 28 giorni del calcestruzzo realizzato è pari a 17,36 MPa.

Acciaio: Acciaio dolce (Aq.42) $\sigma_{amm} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ (R.D. .39 e circ. 23 maggio 57).

Modalità di prova

La modalità di prova usualmente adottata per questo genere di sperimentazione, ha lo scopo di riprodurre nel sottoinsieme trave-pilastro (ABC = nodo a T; CDEF = nodo a C) la deformata che esso avrebbe all'interno della struttura per effetto di azioni orizzontali.

A tal fine si scelgono come estremi dei nodi i punti di probabile nullo dei momenti indotti dagli spostamenti orizzontali della struttura, applicando gli spostamenti orizzontali ed il carico verticale agli estremi superiori.

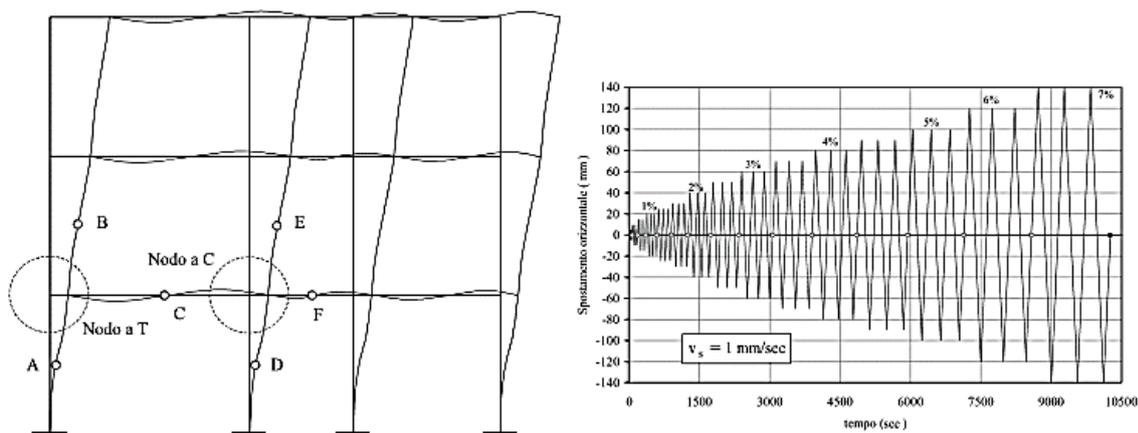


Figura 3.16 Deformata qualitativa del telaio di riferimento e storia di spostamenti applicata ai nodi.

Le prime tre prove, di cui si presentano i risultati sperimentali, sono state effettuate sui nodi in scala 2:3. Esse sono state eseguite in maniera quasi-statica applicando al pilastro una storia di spostamenti costituita da gruppi di tre cicli ad ampiezza crescente e caratterizzata da una velocità costante pari a 1 mm/sec.

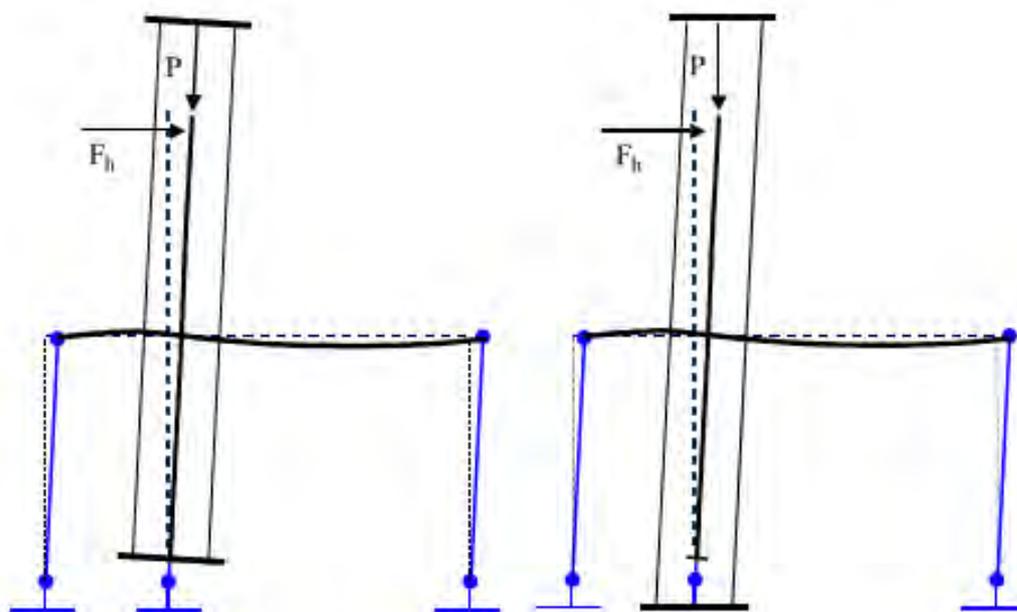


Figura 3.17 Modalità di prova : (a) P assiale; (b) P verticale (P- Δ).

I due nodi trave-pilastro interni sono stati provati secondo due differenti modalità di applicazione della forza sul pilastro (figura 3): assialmente per il nodo C23-1, così come per il nodo esterno T23-1, e lungo la verticale, in modo da simulare l'effetto P- Δ , per il nodo C23-2.

Il carico verticale applicato L pari a 120kN in tutti e tre i casi.

Setup di prova



Figura 3.18 Nodo interno C23-2, dove è possibile osservare il setup di prova (sinistra) e la rottura del nodo al termine della prova (destra).

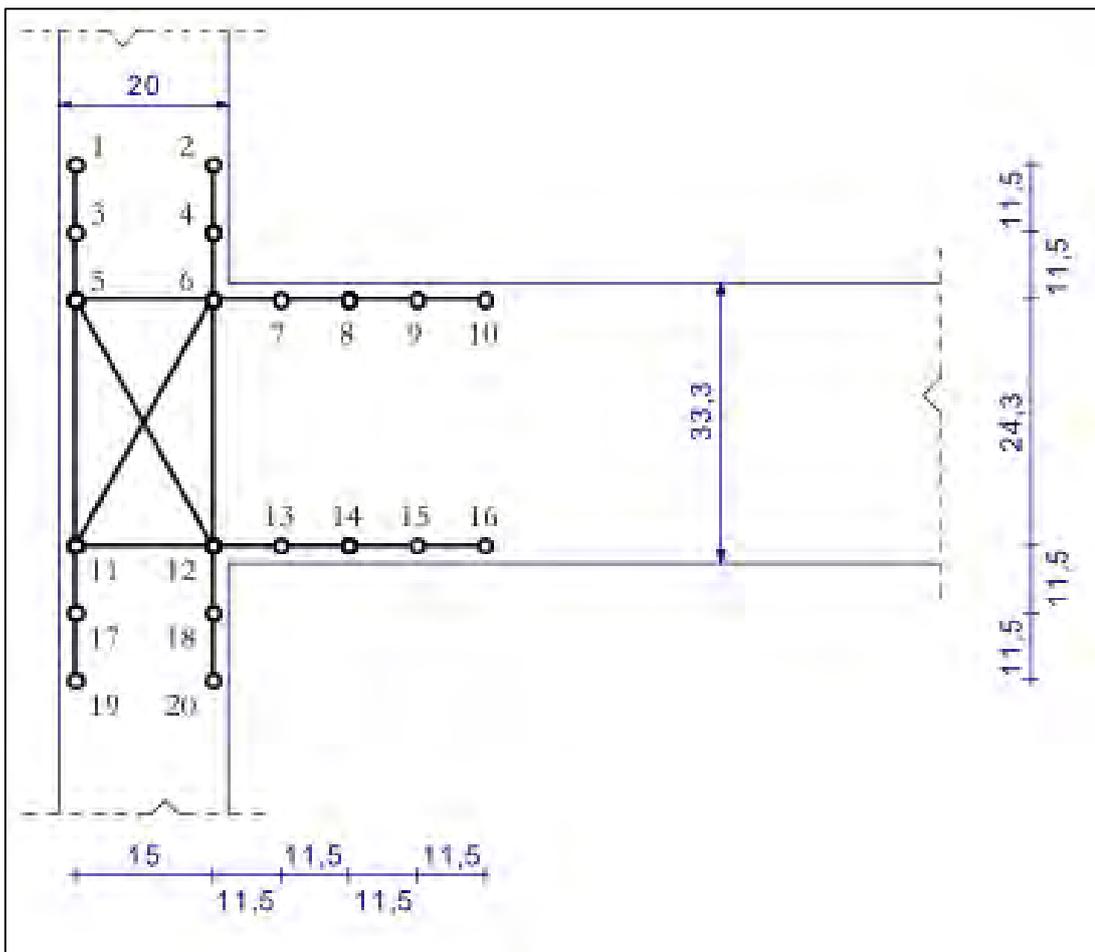


Figura 3.19 Nodo a T: schema dei trasduttori.

Risultati sperimentali

I meccanismi di rottura evidenziati dai nodi a C sono governati dalla perdita di aderenza all'interno del nodo delle barre longitudinali dei pilastri. Ciò favorisce la plasticizzazione delle zone dei pilastri all'interfaccia con la trave a scapito di altri meccanismi possibili. La risposta agli spostamenti laterali del nodo a T è, invece, governata dalla rottura a taglio del pannello nodale.

Confronto tra le risposte dei nodi a C e a T

Uno degli obiettivi della sperimentazione effettuata su sottoassemblaggi del telaio prototipo è quello di stabilire delle correlazioni tra la risposta della struttura nel suo complesso e la risposta fornita dai nodi trave-pilastro, nelle due tipologie di nodo interno (a croce) e nodo esterno (a T). Da questo punto di vista è interessante confrontare la risposta del nodo a T23-1 con quella del nodo C23-1. Si ricorda che i due nodi sono stati sottoposti alla medesima storia di spostamenti ed allo stesso carico verticale applicato assialmente sul pilastro.

In figura 16 sono riportati i diagrammi involuppo dei cicli di isteresi sperimentali nei due nodi. Ogni curva congiunge i valori massimi misurati per ogni ciclo a valori di drift crescente. Si osserva innanzitutto la differenza delle resistenze laterali massime associate ai due meccanismi di rottura: nel nodo a C il valore massimo del taglio di piano è di 21,22 kN, mentre nel nodo a T assume il valore di 11,87 kN. I drift corrispondenti a tali resistenze sono, rispettivamente, il 2,5% e l'1%. Il livello di drift a cui sono state interrotte le due prove è pari al 7% nel nodo a C, ed al 3% nel nodo a T; con resistenze a fine prova (3° ciclo) pari, nell'ordine, al 25% ed al 45% della resistenza massima.

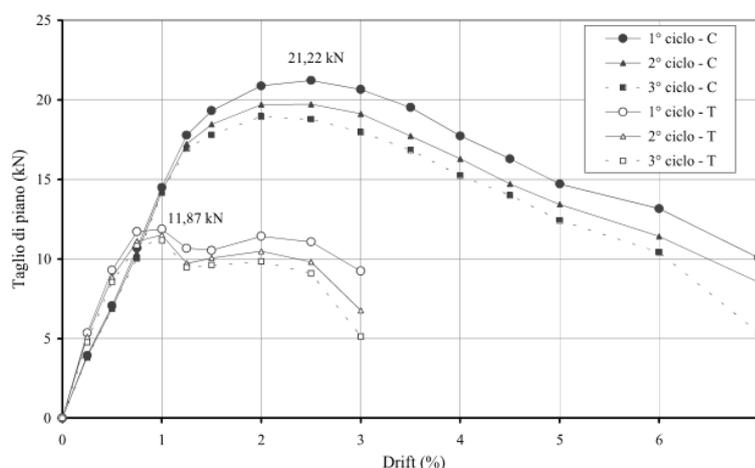


Figura 3.20 Diagrammi involuppo taglio di piano-spostamento nodi T23-1 e C23-1.

Conclusioni

I risultati ottenuti sono utili per chiarire i meccanismi di risposta principali; in particolare le modalità di rottura evidenziate sono di due tipi:

rottura a taglio nel pannello nodale dell'insieme strutturale a T;

rottura flessionale nei pilastri dei nodi a C.

In realtà, sia i nodi interni che quelli esterni hanno mostrato nei primi gruppi di cicli modalità di rottura miste, con plasticizzazioni di natura diversa sia all'interno del pannello nodale che nelle membrature. Solamente al crescere degli spostamenti impressi la modalità di rottura prevalente ha costituito un fusibile per gli altri meccanismi, impedendone l'evoluzione.

I confronti effettuati mostrano la notevole differenza tra la risposta del nodo esterno e quella del nodo interno, sia in termini di duttilità che di resistenza. Entrambe le tipologie di nodi hanno evidenziato una scarsa capacità dissipativa, essendo caratterizzati da cicli di isteresi molto stretti.

Ricordando che il terremoto non induce direttamente forze alla struttura, bensì spostamenti, il problema della sicurezza va affrontato rispetto alla capacità di deformazioni non elastiche della struttura, fino alla perdita completa di integrità delle parti che la compongono.

Da questo punto di vista, è interessante osservare che la riduzione di rigidità nei nodi interni assume quasi le sembianze di un "autoisolamento", considerata la evidente tendenza alla stabilizzazione della risposta al crescere del numero dei cicli. Ciò è dovuto alla perdita di aderenza delle barre longitudinali dei pilastri. È quindi fondamentale verificare come tali fenomeni possano influenzare la risposta dinamica.

**3.2.4.MAURO DOLCE, ANGELO MASI, CLAUDIO MORONI,
DOMENICO NIGRO, GIUSEPPE SANTARSIERO, MAURIZIO
FERRINI – COMPORTAMENTO CICLICO-SPERIMENTALE DI
UN NODO TRAVE.PILASTRO ESTRATTO DA UNA
STRUTTURA ESISTENTE IN C.A. (2005).**

Scopo

- valutazione della resistenza di nodi trave-pilastro estratti da costruzioni esistenti;
- valutazione degli effetti generati da diversi sistemi di rinforzo, in modo da compararne il comportamento rispetto agli stessi elementi non rinforzati per verificare l'efficacia di tali tecniche.

Generalità

Nell'articolo viene preso in esame un nodo trave-pilastro estratto da una struttura esistente, descrivendone le fasi di estrazione da una struttura reale adibita a scuola nel comune di Aulla ed i principali risultati relativi alle prove cicliche quasi statiche effettuate al fine di valutarne la risposta in campo post-elastico.

Setup di prova:

La progettazione dell'apparato di prova sul nodo è legata al tipo di nodo (a croce) ed al tipo di sperimentazione che si è inteso eseguire (ciclica quasi statica con sforzo normale costante, senza effetto $P-\Delta$).

Volendo riprodurre il comportamento del nodo in una struttura con interpiano di 3,00 m, ed avendo contenuto per problemi di trasporto la lunghezza totale dei due pilastri, è stato necessario prevedere dei prolungamenti in acciaio (protesi) alle estremità degli stessi.

Le protesi sono costituite da profilati del tipo UPN aventi dimensioni tali da garantire una rigidità simile a quella dei pilastri in c.a.. Tale requisito, nella direzione di applicazione dell'azione orizzontale, è garantito dalla condizione $(EI)_{acciaio} = (EI)_{c.a.}$. In tal modo si ottengono sezioni differenti per le porzioni di pilastro poste inferiormente e superiormente al nodo.

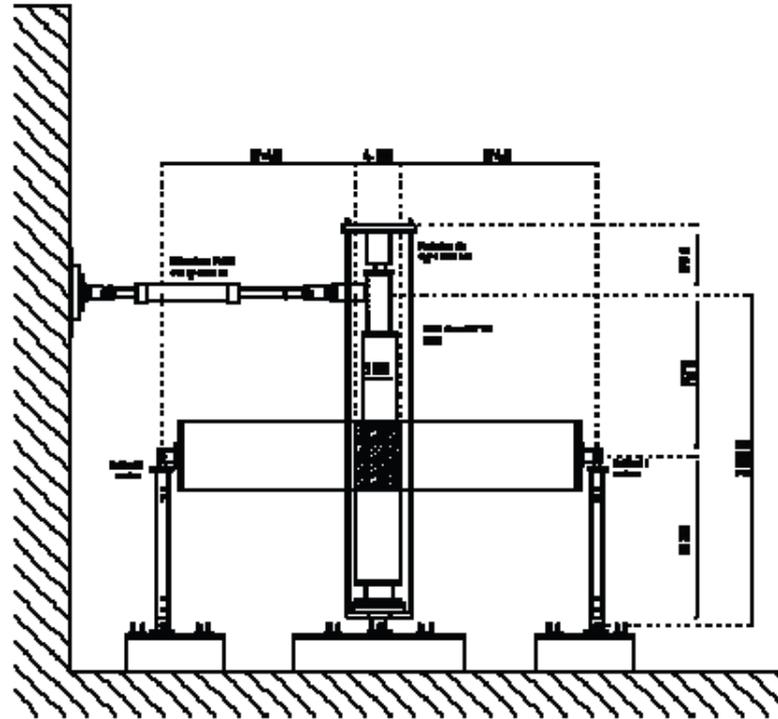


Figura 3.21 Apparato di prova.

In figura è riportato lo schema geometrico del nodo con le relative sezioni. Alle estremità dei profili UPN, in corrispondenza dell'interfaccia con il calcestruzzo, sono fissate delle piastre con spessore 40 mm, opportunamente forate per consentire il passaggio dell'armatura dei pilastri, successivamente saldata alle stesse.

L'interfaccia tra le piastre metalliche e le sezioni in c.a. è riempita con malta a ritiro controllato al fine di regolarizzare le superfici di contatto e migliorare la trasmissione degli sforzi al calcestruzzo.

L'applicazione dello sforzo normale avviene mediante un martinetto idraulico con capacità di 1500 kN, collocato alla sommità del pilastro superiore. Esso è contrastato da una piastra in acciaio collegata, mediante quattro tiranti metallici, alla piastra posta alla base del pilastro inferiore, a sua volta collegata ad una sottostante cerniera cilindrica la cui finalità è quella di riprodurre lo stesso regime di sollecitazioni flessionali che gli elementi hanno all'interno della struttura in presenza di azione orizzontale (momento flettente con punto di nullo a metà dell'interpiano).

I tiranti metallici, essendo collegati alla piastra posta sopra la cerniera, sono liberi di ruotare quando il nodo si deforma e, quindi, riescono a mantenere il carico in posizione assiale rispetto al nodo, evitando la formazione di effetti del secondo ordine ($P-\Delta$).

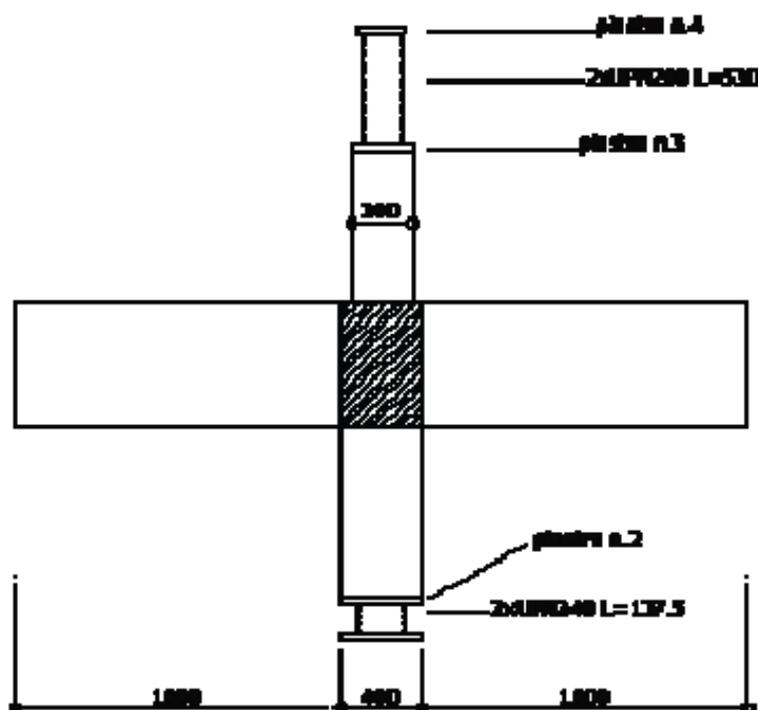


Figura 3.22 Schema del nodo con le "protesi" in acciaio.

Gli spostamenti orizzontali sono imposti a livello dell'estremità del pilastro superiore con un attuatore MTS avente capacità 490 kN in spinta e 290 kN in trazione. L'asse dell'attuatore è imposto ad una quota tale da far sì che la distanza dalla cerniera inferiore fosse pari a 300 cm, ovvero all'interpiano desiderato.

Le travi sono vincolate alle estremità tramite bielle in acciaio formate da profili UPN100 accoppiati.

Trascurando lievi effetti del secondo ordine, il vincolo si può considerare come un carrello perfetto.

Sia l'attuatore che le bielle laterali sono vincolate al sistema di reazione costituito da una parete in c.a. e da un solettone dello spessore di 1.6 m.

Tali elementi sono muniti di fori ad interasse costante che consentono il fissaggio dei sistemi di vincolo degli attuatori e dei provini da sottoporre a test.

Strumentazione

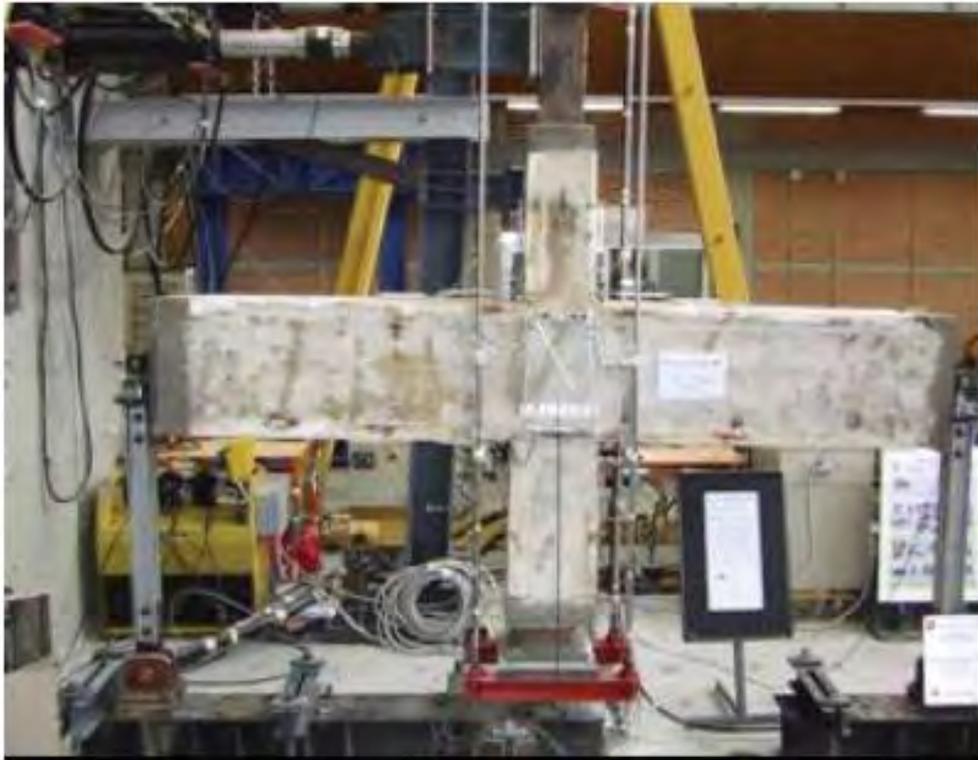


Figura 3.23 Nodo strumentato prima del test

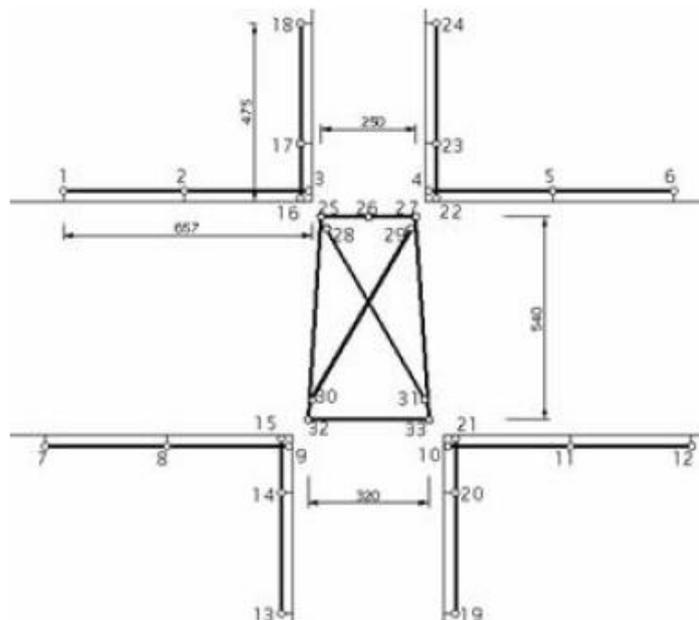


Figura 3.24 Strumentazione per la misura delle deformazioni.

La strumentazione è costituita da celle dinamometriche atte a misurare forze applicate e reazioni, e da trasduttori di spostamento per la rilevazione delle deformazioni e degli spostamenti.

In particolare due celle di carico, poste sulle bielle laterali, misurano le variazioni di sforzo normale nelle stesse e, quindi, di taglio nelle travi, mentre altre due celle registrano lo sforzo assiale e la forza orizzontale applicati al nodo. Nella figura 8 è mostrata la strumentazione utilizzata durante le prove sperimentali per il monitoraggio delle deformazioni degli elementi strutturali.

Le deformazioni del pannello nodale sono state acquisite tramite 7 trasduttori potenziometrici rettilinei ed altri 16 trasduttori dello stesso tipo sono stati impiegati per strumentare travi e pilastri.

Altri 4 trasduttori a filo sono serviti per l'acquisizione degli spostamenti orizzontali delle travi, della rotazione in corrispondenza della cerniera inferiore e dello spostamento impresso dall'attuatore.

Conclusioni

I test effettuati, hanno mostrato le tipiche debolezze dei sottoassemblaggi trave-pilastro non antisismici aventi pilastri dotati di scarsa armatura trasversale e longitudinale, e calcestruzzo di bassa resistenza.

Estese plasticizzazioni hanno interessato principalmente i pilastri, molto deboli rispetto alle travi.

Il collasso si è manifestato per schiacciamento del calcestruzzo nel pilastro inferiore e conseguente instabilità delle barre di armatura.

A causa dell'inversione della gerarchia delle resistenze (travi forti e pilastri deboli) e dell'effetto confinante di un moncone di trave ortogonale al piano del nodo non si sono registrati danni apprezzabili al pannello nodale ed alle travi che hanno subito fessurazioni molto contenute.

Il nodo ha, inoltre, mostrato una notevole riduzione di rigidezza fin da bassi livelli di drift, causata da una estesa fessurazione che ha interessato i pilastri. Importante è stato anche il ruolo della cattiva ripresa del getto tra la testa del pilastro inferiore e la trave.

**3.2.5.SALAHUDDIN QUDAH, MOHAMED MAALEJ -
APPLICATION OF ENGINEERED CEMENTITIOUS
COMPOSITES (ECC) IN INTERIOR BEAM COLUMN
CONNECTIONS FOR ENHANCED SEISMIC RESISTANCE
(2013).**

Scopo: Lo studio si propone di valutare la possibilità di utilizzare cementi ad alta duttilità (ECC) come mezzo per migliorare le prestazioni delle connessioni trave-pilastro.

Generalità:

Sono stati creati nove campioni di nodi trave-pilastro (geometria e armature tipici, ad un terzo della grandezza reale) sottoposti a test di carico ciclici per simulare un'azione sismica.

Le variabili primarie di quest'analisi sono la quantità e la disposizione dell'armatura trasversale (staffe) che si trovano nella zona di plasticizzazione della connessione e il materiale presente nella stessa zona.

I risultati ottenuti dai provini contenenti ECC (engineered cementitious composite) sono stati confrontati con i risultati degli stessi test svolti su un provino interamente realizzato con calcestruzzo normale.

I parametri di confronto sono:

- a) La risposta carico-spostamento;
- b) La capacità di assorbimento dell'energia;
- c) La risposta a rottura;

Dettagli costruttivi:

- **Dimensioni generali, comuni a tutti i nodi realizzati:**

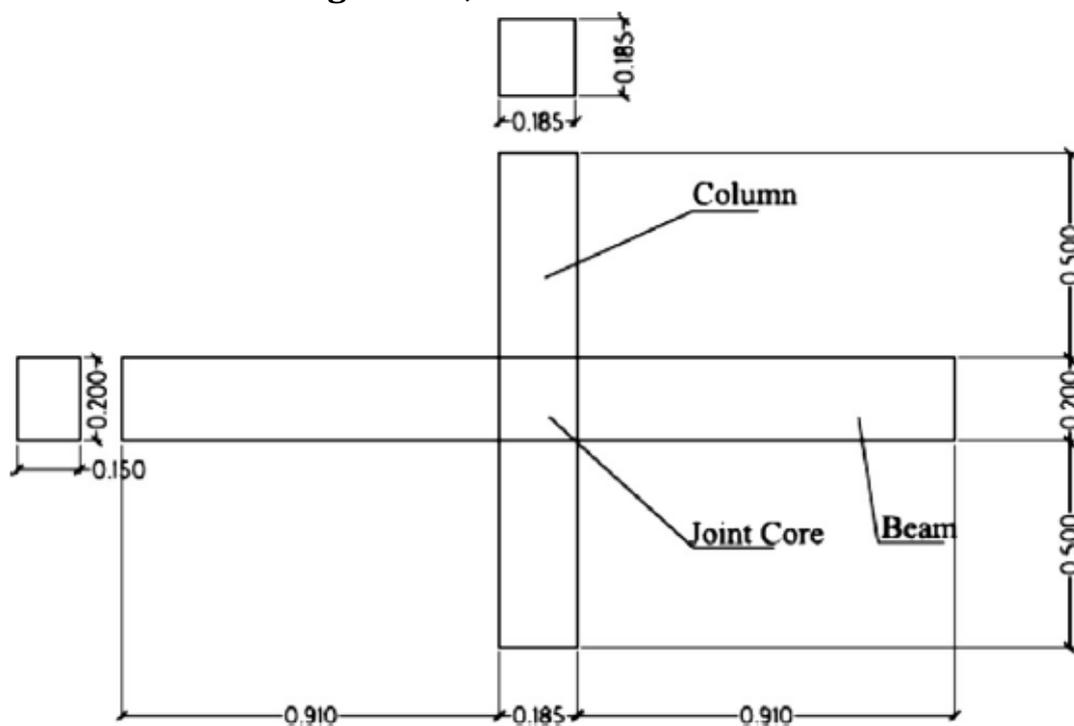


Figura 3.25 Dimensioni e dettagli della connessione trave-colonna.

Distribuzione del materiale nei nodi contenenti ECC, ovvero tutti a parte il provino di controllo S1, interamente realizzato con calcestruzzo normale.

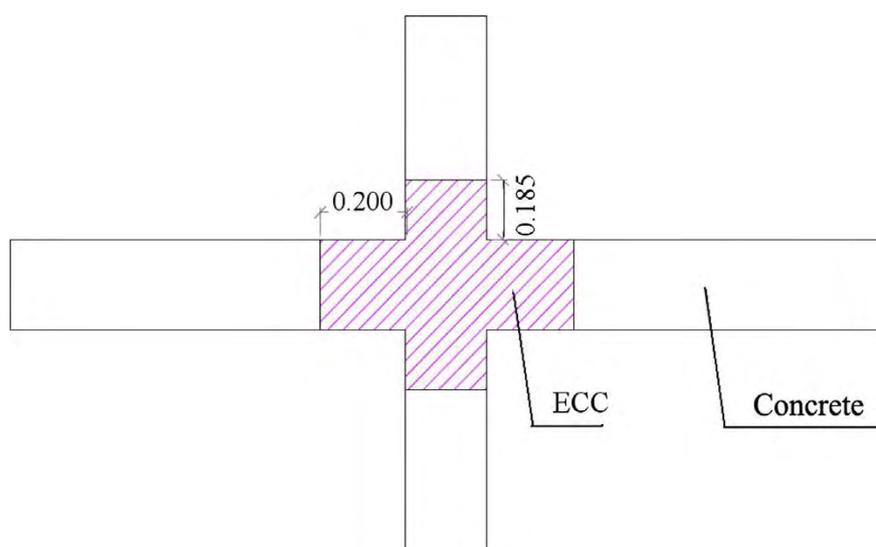


Figura 3.26 Localizzazione della zona costituita di ECC all'interno dei campioni.

➤ Caratterizzazione dei provini

Come già detto i parametri chiave di questo studio sono il tipo di materiale e la staffatura del nodo, del pilastro e della trave; in questo si differenziano i 9 provini:

Tabella 3.21 Caratterizzazione dei provini.

Provino	Materiale	Caratteristiche dei rinforzi
S1	C.A.	Provino di controllo armato secondo normativa
S2	ECC	Armato come provino S1
S3	ECC	Riduzione al 50% della staffatura del nodo
S4	ECC	Riduzione al 25% della staffatura nel nodo
S5	ECC	Nessuna staffatura nel nodo
S6	ECC	Nessuna staffatura nel nodo & Riduzione al 50% della staffatura della trave
S7	ECC	Nessuna staffatura nel nodo & Riduzione al 50% della staffatura della trave e della colonna
S8	ECC	Nessuna staffatura nel nodo NO ECC NELLA COLONNA
S9	ECC	Nessuna staffatura nel nodo & Riduzione al 50% della staffatura della trave NO ECC NELLA COLONNA

La staffatura è stata calcolata in riferimento ai requisiti sismici indicati nelle norme ACI318 Ch21 e ACI352R-02.

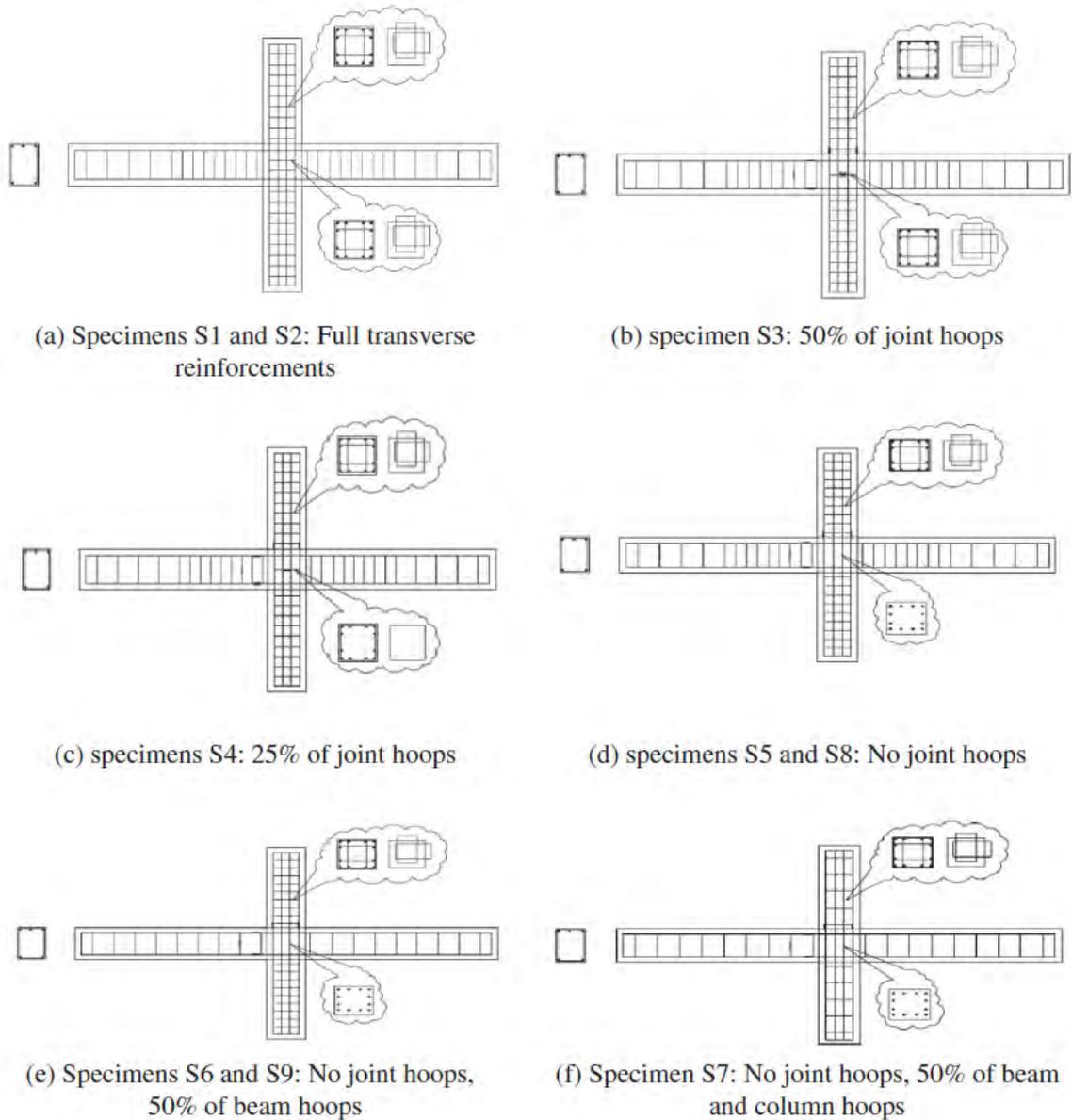


Figura 3.27 Dettagli delle staffature dei vari provini

Materiali:

CLS: Resistenza a compressione ($f_{c'}$) = 45 MPa
 Diametro massimo aggregati: 9 mm

ECC: Percentuale in volume utilizzata: 2%
 Materiale: fibre di polietilene

- Caratteristiche delle fibre

Tabella 3.22 Caratteristiche delle fibre utilizzate.

Property	Value
Fiber length	12 mm
Diameter	39 μm
Specific gravity	0.97
Modulus of elasticity	73 GPa
Tensile strength	2570 MPa
Melting point	147 $^{\circ}\text{C}$
Elongation (%)	3.9
Alkali, acid and salt resistance	High

- Proporzioni del mix per ECC

Tabella 3.23 Proporzioni del mix per ECC.

Component	Cement	Silica Fume	Sand	Water	Super-plasticizer	Fiber (volume%)
Proportion	1.0	0.1	0	0.35	0.02	2

Metodo di test

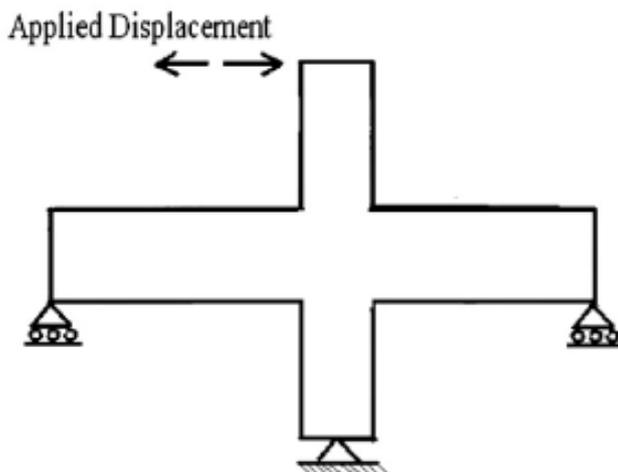


Figura 3.28 Schema statico utilizzato e punto di applicazione degli spostamenti.

Gli spostamenti indotti dal sisma sono stati ricreati utilizzando un attuatore idraulico (MTS 500 kN) applicato all'estremo superiore della colonna, come indicato in figura. Lo schema statico utilizzato è quello indicato in figura 3.28.

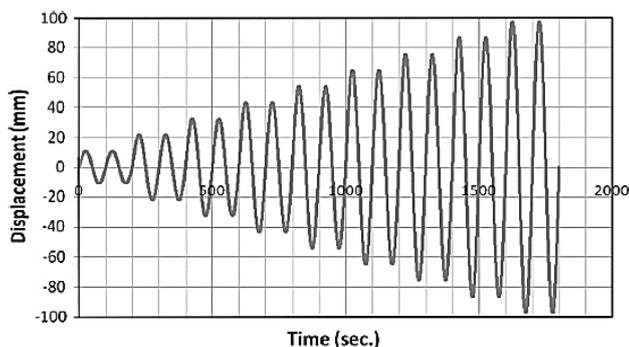


Figura 3.29 Storia di carico

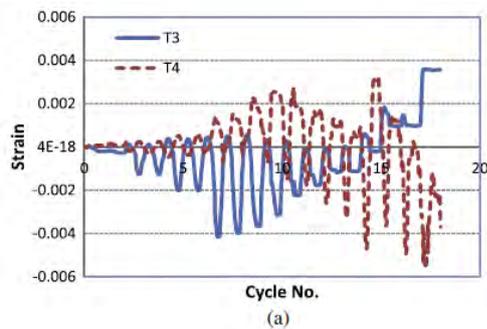
I cicli di carico sono stati applicati come in figura 3.29.

Setup di prova

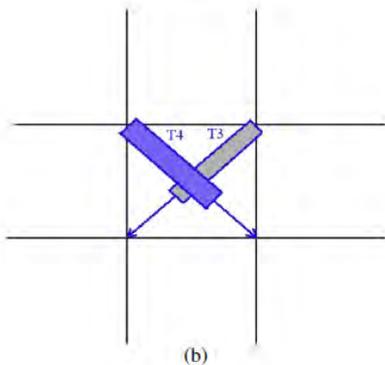
Nella figura 3.30 si può osservare il setup di prova; si può notare inoltre come il provino in questione si sia danneggiato al termine dei cicli di carico.



Figura 3.30 Setup di prova



(a)



(b)

Figura 3.31 Deformazioni diagonali e disposizione dei trasduttori di spostamento induttivi nel cuore del nodo del provino in C.A.



Figura 3.32 Particolare del danneggiamento dell'unione dopo l'esecuzione della prova.

Conclusioni:

Capacità di dissipare energia:

Indipendentemente dal fatto che la zona centrale del nodo abbia parziale o assente staffatura (e quindi confinamento), i risultati mostrano che l'utilizzo di ECC ha permesso ai campioni di mantenere l'integrità strutturale sotto l'effetto di ampie deformazioni inelastiche; evitando larghe crepe o spalling.

L'aumento della capacità dissipativa varia tra l'11 % e il 20 %

Resistenza a taglio:

I test hanno dimostrato che tutti i provini contenenti ECC hanno un ragionevole fattore di sicurezza nei confronti contro la rottura a taglio indotta dal carico ciclico.

Tutti i provini con ECC sono caratterizzati da una simile resistenza a taglio, ciò indica l'effettiva capacità di questo materiale nel sostituire la staffatura.

Modalità di rottura e disposizione delle crepe:

La rottura di tutti i provini è stata duttile e caratterizzata dalla formazione di cerniere plastiche nelle travi.

I provini contenenti ECC sono stati caratterizzati da poco o assente spalling del copriferro.

Considerazioni generali:

Confrontando le performance generali di tutti i provini con ECC in termini di carico ultimo, spostamenti ultimi, capacità di dissipazione, azioni taglianti e tipologia di rottura, i risultati indicano che i provini S7 e S9 sono quelli che hanno il design migliore.

3.2.6.R. SCOTTA, L. TESSER – COMPORTAMENTO DI NODI TRAVE-PILASTRO SISMO-RESISTENTI IN STRUTTURA MISTA DI TIPO TRALICCIATO SOGGETTI AD AZIONI CICILICHE.

Scopo:

L'obiettivo della ricerca è la verifica del comportamento di nodi trave-pilastro innovativi, con struttura composta acciaio e cemento, soggetti ad azioni cicliche ed il loro confronto con un nodo in c.a. tradizionale progettato in classe di duttilità alta nel rispetto della normativa vigente in Italia (NTC 08)

Generalità:

Trattasi di cinque prove in cui altrettanti nodi a due vie in scala reale sono sottoposti a spostamenti pseudo-statici di tipo ciclico tali da indurre una condizione di sollecitazione di tipo sismico.

Quattro nodi hanno le travi di tipologia mista acciaio e calcestruzzo ed un nodo è interamente in calcestruzzo armato normale per stabilire utili confronti.

Per quanto riguarda i primi quattro nodi:

- a) due di essi hanno i pilastri in c.a.;
- b) uno è realizzato con pilastro con camicia in acciaio di sezione quadrata;
- c) l'ultimo ha anche i pilastri in struttura reticolare mista.

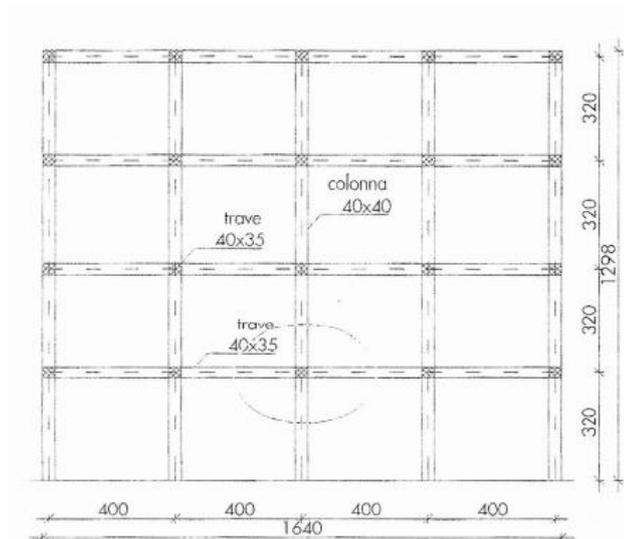
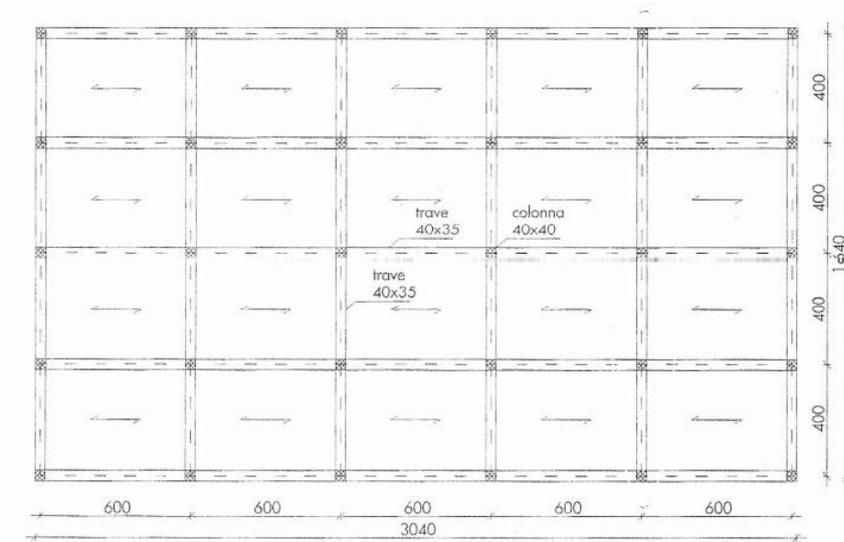
Parametri di progetto

L'azione sismica di progetto è valutata per la città de L'Aquila:

Tabella 3.24 Parametri dello spettro di progetto orizzontale

Accelerazione di picco al suolo per un tempo di ritorno pari a 475 anni:	α_g	0.260 g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro orizzontale:	F_0	2.36
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro orizzontale:	T_C^*	0.340 s

Per la progettazione dei nodi si è fatto riferimento ad un tipico edificio di 4 piani con struttura a telaio regolare in c.a. con maglia dei pilastri in pianta di 4 m x 6 m; interasse dei pilastri pari a 4 m e altezza interpiano 3,20m.



Il progetto dell'armatura delle varie sezioni è stato adattato alla geometria ed allo schema statico di laboratorio mantenendo come parametro di riferimento il taglio massimo di progetto allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, pari a 150 kN.

Tipologie di nodi

Nodo n°1 in c.a. normale.

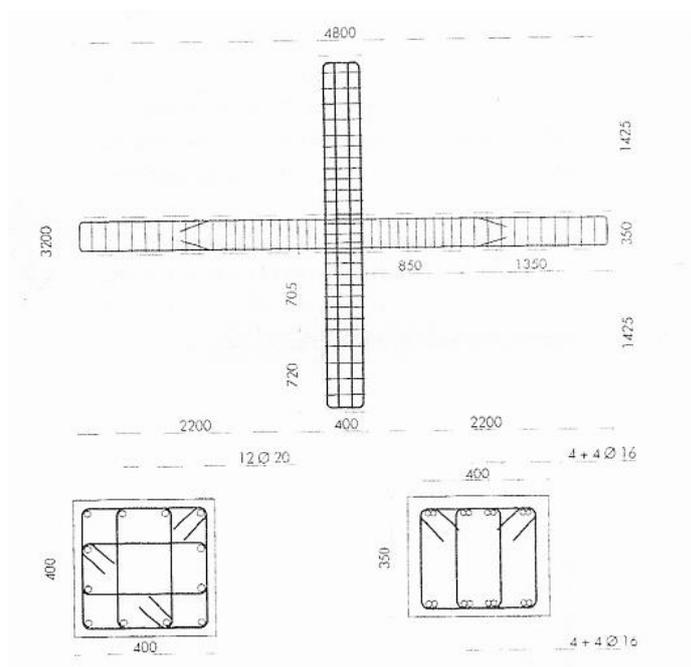
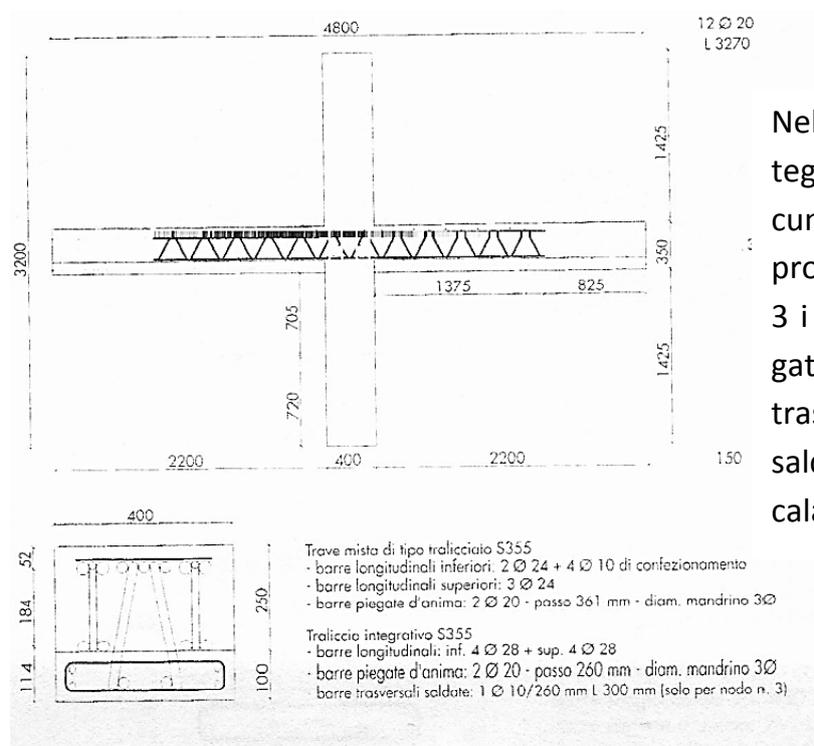


Figura 3.35 Dettaglio delle armature del nodo in c.a. normale.

Nodi n°2 e n°3 con travi in struttura mista e pilastri in c.a. normale.



Nel nodo 2 i tralicci integrativi non hanno alcun collegamento reciproco, mentre nel nodo 3 i 2 tralicci sono collegati tramite delle barre trasversali superiori saldate con funzione di calastrelli

Figura 3.36 Dettagli armature dei nodi con travi in struttura mista e pilastri in c.a. normale.

Nodo n°4 con travi in struttura mista, pilastro in c.a. e traliccio integrativo a croce.

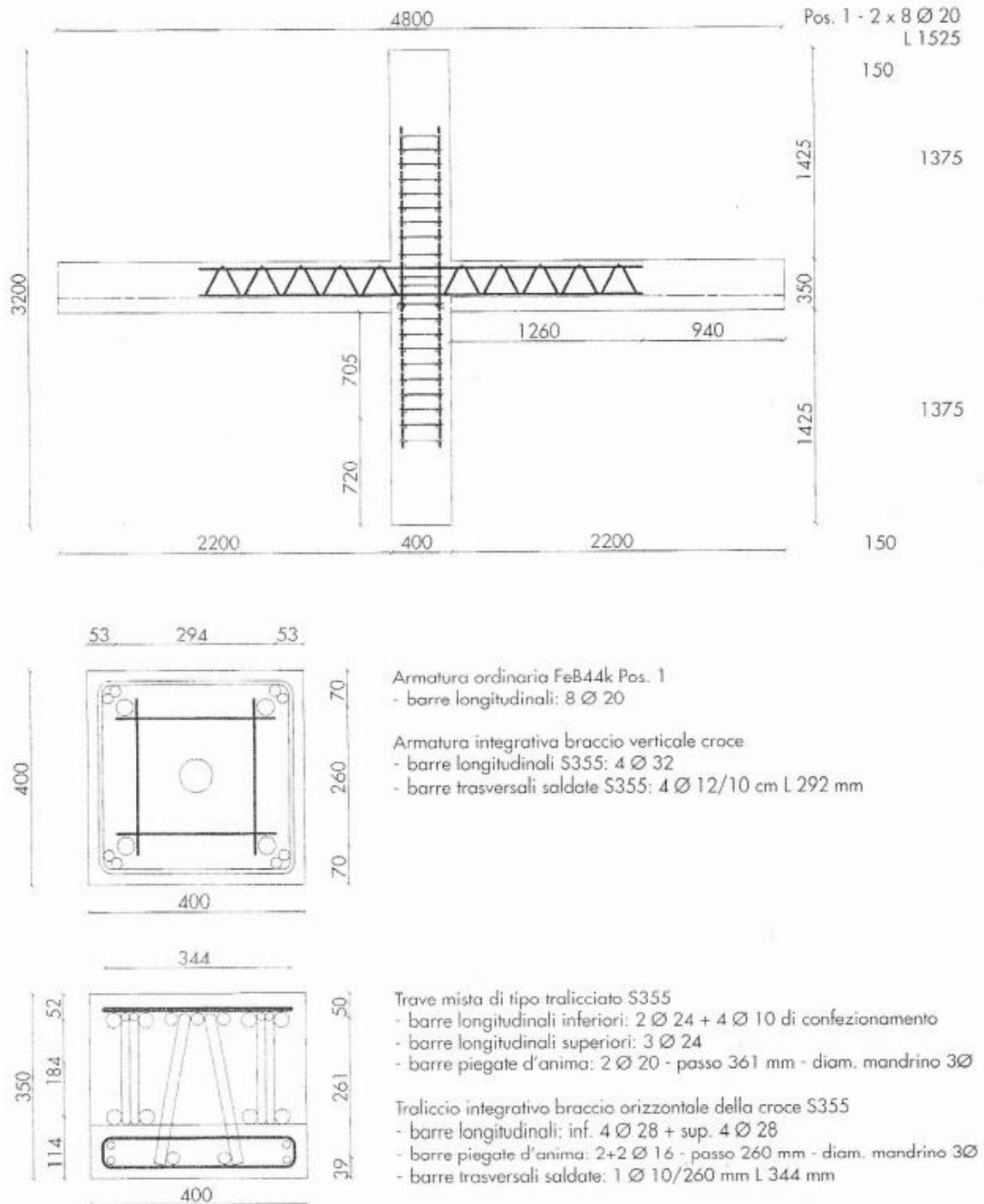


Figura 3.37 Dettagli armature del nodo con travi in struttura mista, pilastro in c.a. e traliccio integrativo a croce.

Il nodo 4 differisce ai nodi 2 e 3 solamente per il fatto che i tralicci integrativi delle travi vengono saldati ad un traliccio che si inserisce nei pilastri, in modo da formare un traliccio integrativo a croce.

Nodo n°5 con travi in struttura mista e pilastri misti incamiciati con traliccio integrativo a croce.

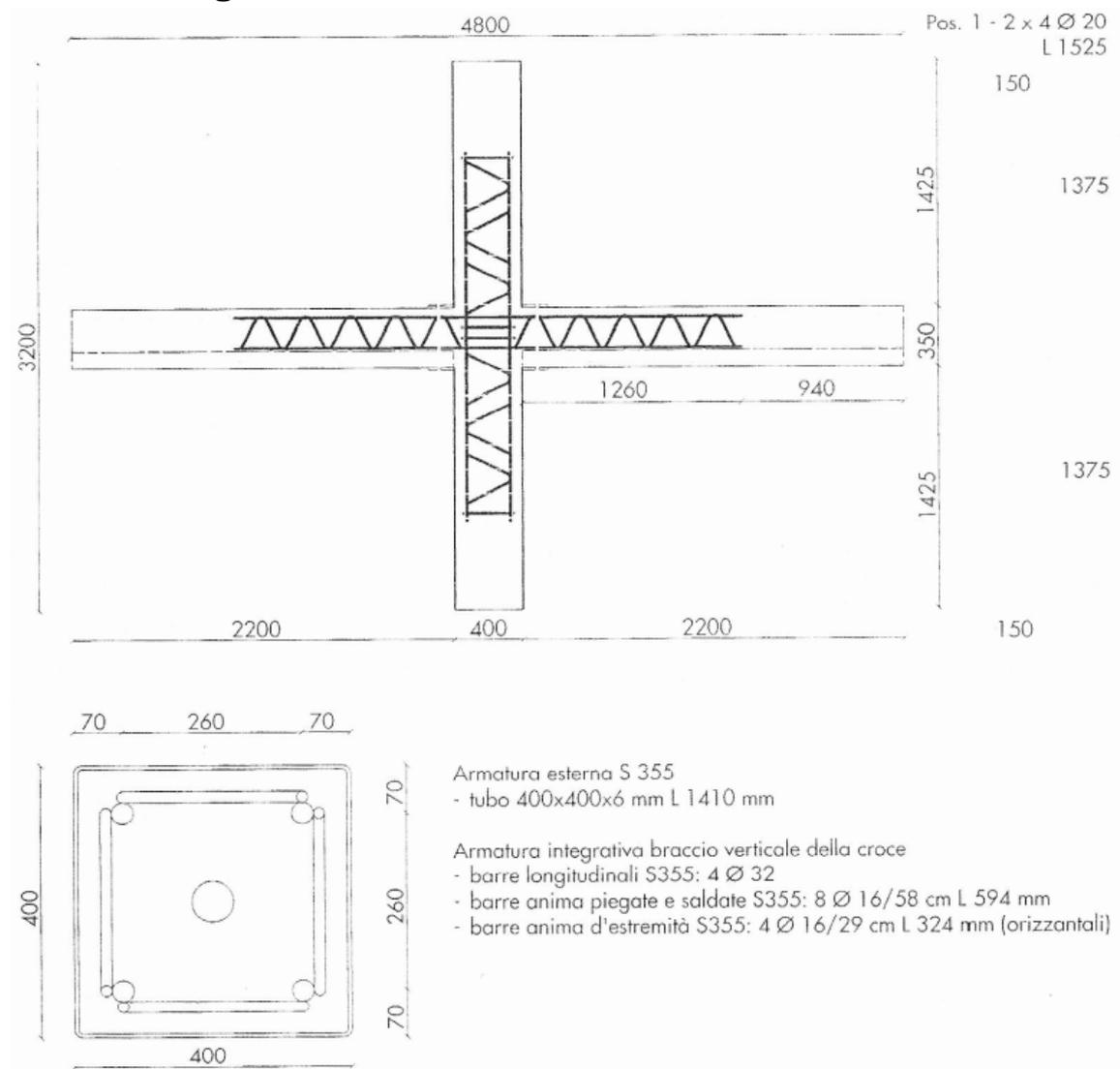


Figura 3.38 Dettagli armature del nodo con travi in struttura mista e pilastri misti incamiciati con traliccio integrativo a croce.

Solamente in questo caso il traliccio integrativo a croce ha maglie non rettangolari anche nei pilastri, secondo il disegno dell'originale idea brevettata dall'Ing. Salvatore Leone.

Setup di prova

I nodi trave-pilastro sono stati vincolati tramite una cerniera alla base del pilastro e due bielle all'estremità delle travi e sono stati sollecitati mediante un martinetto a doppia azione che applicava uno spostamento orizzontale in sommità al pilastro.

Per riprodurre la presenza di uno sforzo normale nel pilastro è stata disposta una guaina annegata in asse al pilastro; tale barra è stata serrata con una chiave dinamometrica per applicare una forza costante pari a 100 kN.

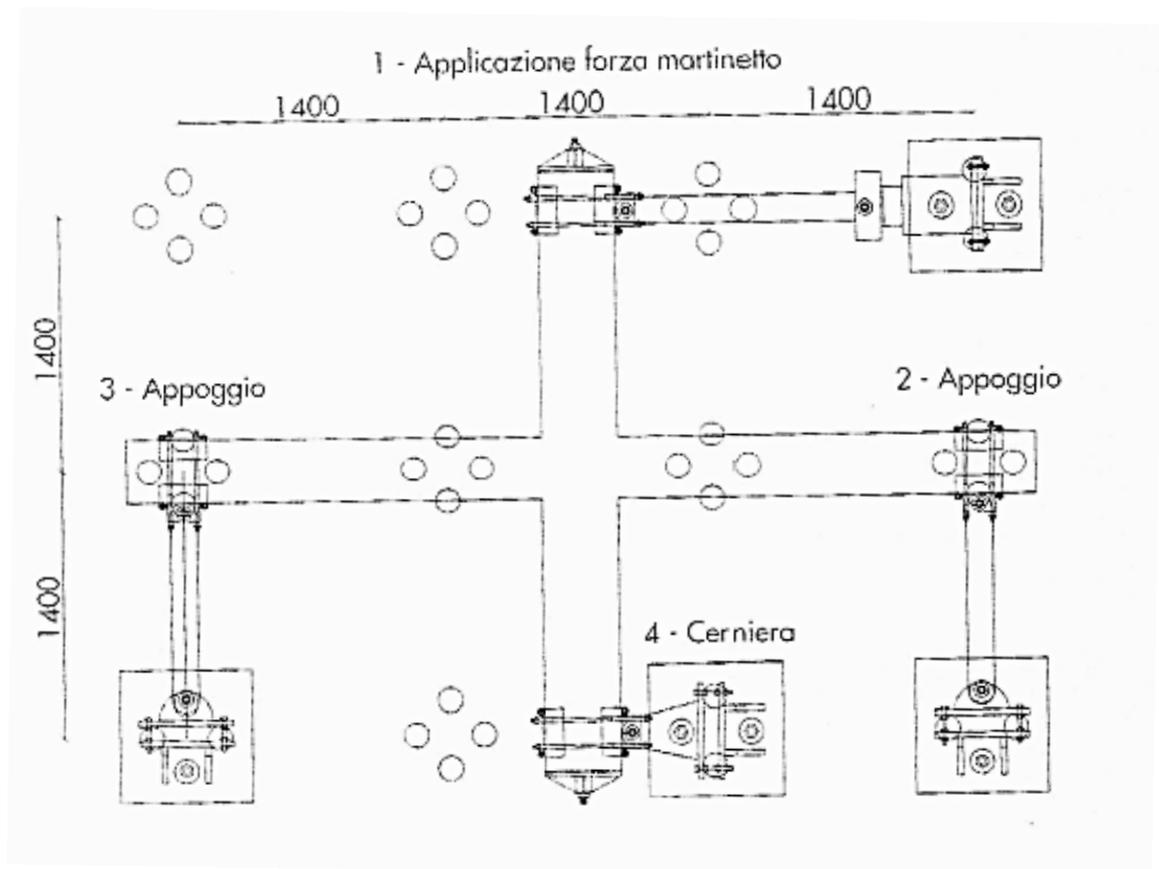


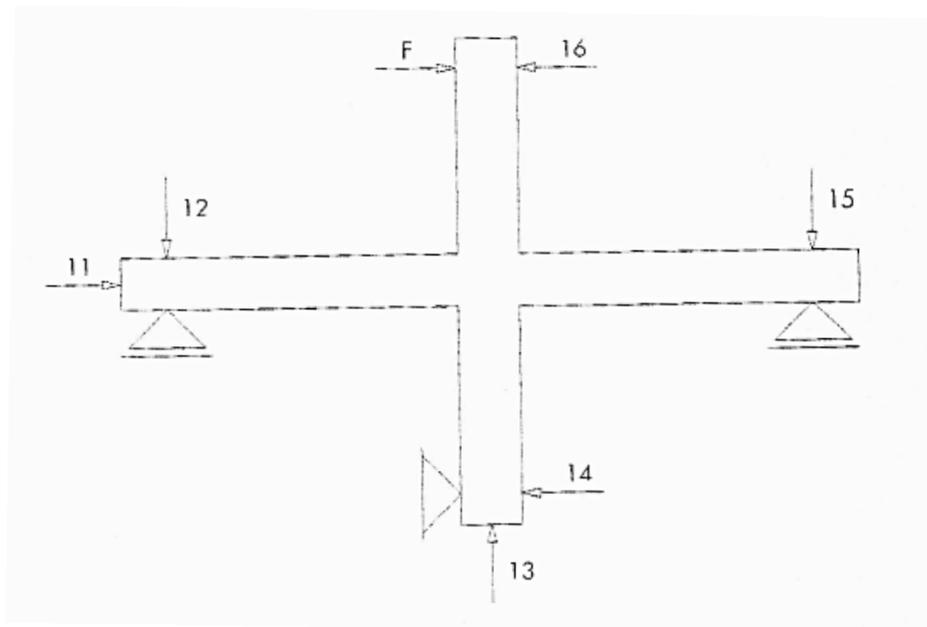
Figura 3.39 Disposizione del setup di prova.

Per l'applicazione degli spostamenti in sommità è stato utilizzato un martinetto con caratteristiche:

- Capacità di spinta: 930 kN
- Capacità di trazione: 430 kN
- Corsa massima: 30 cm

Strumenti di misura

Sono stati disposti 6 trasduttori induttivi di spostamento con corsa massima pari a 10,50 e 200 mm, la cui disposizione è indicata nella figura sottostante.



1 trasduttore per la misura dello spostamento longitudinale delle travi	strumento	n. 11
2 trasduttori per la misura della cedevolezza del vincolo di appoggio delle travi	strumento	n. 12 e 15
1 trasduttore per la misura della traslazione longitudinale del pilastro	strumento	n. 13
1 trasduttore per la misura della cedevolezza del vincolo di cerniera del pilastro	strumento	n. 14
1 trasduttore per la misura dello spostamento in sommità al pilastro dove è applicata la forza	strumento	n. 16

Figura 3.40 Localizzazione dei trasduttori nel setup di prova.

Sulle barre di armatura e sui tralicci integrativi si sono disposti degli strain gauges prima del getto per monitorare le deformazioni delle barre ai diversi livelli di carico.

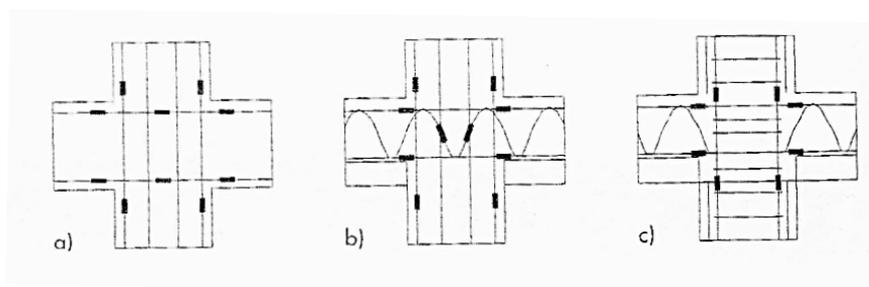


Figura 3.41 Localizzazione degli strain gauges

- a) Nodo 1 in c.a. tradizionale
- b) Nodi 2 & 3 con tralicci integrativi lineari
- c) Nodi 4 & 5 con tralicci integrativi a croce

Caratteristiche dei materiali

- CLS

Tabella 3.25 Resistenze cilindriche dei provini di calcestruzzo ottenute da carote estratte a prove ultimate.

ID cilindro	ID nodo	f_c (MPa)
1	1	48
2	2	54
3	3	60
4	4	50
5	5	41

- Acciaio

Tabella 3.26 Resistenze di snervamento e di rottura, e allungamenti a rottura degli acciai ottenute da spezzoni prelevati dai nodi.

ID barra	ID nodo	Tipo	ϕ_n (mm)	f_y (MPa)	f_t (MPa)	A_t (%)
1	1	B450C	16	509	638	13
2	1	B450C	16	510	638	14
3	2	S355	24	380	523	15
4	2	S355	24	386	527	13
5	2	S355	30	414	557	14
6	2	S355	30	409	553	15
7	3	S355	24	386	532	10
8	3	S355	24	384	526	11
9	3	S355	30	417	561	10
10	3	S355	30	410	556	10
11	4	S355	24	468	607	10
12	4	S355	24	468	608	10
13	4	S355	28	408	564	17
14	4	S355	28	419	569	16
15	5	S355	24	391	524	11
16	5	S355	24	378	525	12
17	5	S355	28	419	570	14
18	5	S355	28	411	560	15

Principali confronti

Per quanto riguarda il confronto tra resistenza teorica e sperimentale, il confronto è indicato nella tabella sottostante:

Tabella 3.27 Confronto tra la resistenza sperimentale e la resistenza teorica dei nodi trave-pilastro.

ID nodo	Resistenza sperimentale (kN)	Resistenza teorica (kN)	Differenza relativa
1	190	190	0%
2	210	200	+5%
3	210	200	+5%
4	180	190	-5%
5	180	190	-5%

I risultati riguardanti gli spostamenti relativi d'interpiano e duttilità sono indicati nel grafico:

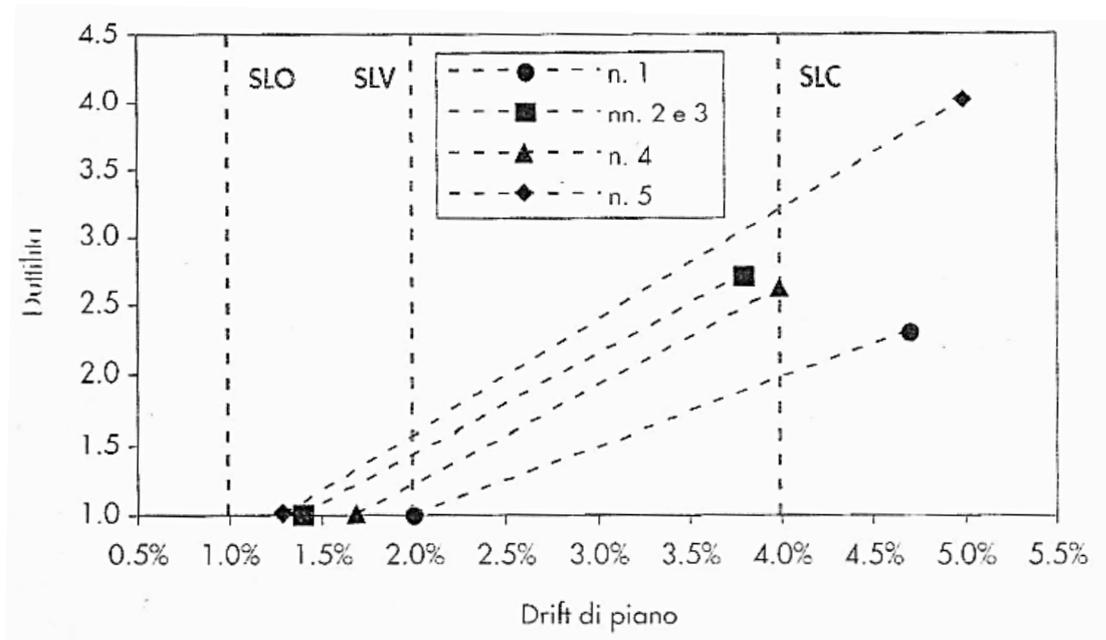


Figura 3.42 Grafico riguardante gli spostamenti relativi d'interpiano e duttilità.

La figura mostra gli spostamenti relativi d'interpiano allo snervamento, caratterizzati quindi da duttilità 1, e gli spostamenti relativi massimi associati al corrispondente livello di duttilità raggiunti dai provini nel corso delle prove.

Conclusioni

I nodi trave-pilastro in struttura mista di tipo tralicciato hanno dimostrato una resistenza sperimentale uguale alle attese teoriche con una differenza massima relativa pari al $\pm 5\%$ confermando così l'affidabilità di tale sistema strutturale per la realizzazione di telai sismo-resistenti;

Nel corso delle prove, i quattro i nodi trave- pilastro con travi in struttura mista hanno esibito una duttilità superiore a quella del nodo in c.a. ordinario con una differenza minima di $+ 13\%$ a favore del nodo n. 4 con traliccio a croce innestato nel pilastro in c.a. ordinario e una differenza massima di $+ 70\%$ a favore del nodo 5 con traliccio a croce innestato nel pilastro incamiciato;

Tutti i nodi sottoposti all'esperimento hanno raggiunto efficacemente una capacità di spostamento circa uguale alla prestazione attesa per lo stato limite di collasso valutata come spostamento relativo interpiano pari al 4% ;

Sulla base del rilevamento del danno, effettuato per ciascun provino al termine delle prove, si può affermare che il nodo avente traliccio integrativo a croce e pilastro incamiciato ha preservato maggiormente l'integrità del pannello di nodo.

4. Caratterizzazione materiali e definizione dei calcestruzzi utilizzati

La sperimentazione oggetto di questo lavoro è cominciata con la definizione e il test di vari mix di calcestruzzo, al fine di ottenere i tre impasti, aventi le caratteristiche richieste, necessari per le successive fasi.

4.1. Caratterizzazione dei materiali

Prima di cominciare la produzione dei calcestruzzi si è dovuto analizzare e caratterizzare i materiali necessari per la sperimentazione, ovvero gli inerti, di cui non si avevano dati disponibili.

Le prove sugli inerti riportate nei paragrafi seguenti sono state effettuate seguendo la norma UNI EN 12620.

4.1.1. Umidità

Per determinare l'umidità della sabbia e delle scorie EAF si è proceduto prelevando diversi campioni dei suddetti aggregati che sono stati pesati e riposti in contenitori diversi, i quali sono stati sottoposti ad asciugatura in forno a 105° per 24 ore. Misurando la differenza di peso tra il campione umido e quello bagnato si è potuta determinare l'umidità di ogni singolo campione.

Tabella 4.1 Determinazione dell'umidità degli aggregati in data 30/10/14.

Umidità Scorie e Sabbia 30/10/14						
Campione	Tara [g]	Peso Umi-do Lordo [g]	Peso Umi-do Netto [g]	Peso secco Lordo [g]	Peso Secco Netto [g]	Umidità [%]
1) Scoria 8/16	480.0	2342.0	1862.0	2340.0	1860.0	0.107
2) Scoria 8/16	482.5	2442.0	1959.5	2439.5	1957.0	0.127
3) Scoria 8/12	313.0	2141.0	1828.0	2130.0	1817.0	0.601
4) Sabbia	328.0	1538.5	1210.5	1502.5	1174.5	2.973

Tabella 4.2 Determinazione dell'umidità degli aggregati in data 17/11/14.

Umidità sabbia 17/11/14							
Campione	Tara [g]	Peso Umi- do Lordo [g]	Peso Umi- do Netto [g]	Peso secco Lordo [g]	Peso Secco Netto [g]	Umi dità %	Media
1) Sabbia	479.5	1492.0	1012.5	1436.0	956.5	5.53	5.583
2)Sabbia	483.0	1813.5	1330.5	1738.5	1255.5	5.63	

4.1.2.Determinazione della massa volumica dei granuli e dell'assorbimento dell'acqua

Per determinare la massa volumica dei granuli e l'assorbimento dell'acqua, si sono svolte diverse prove sulle sabbie e sulle scorie EAF utilizzando il picnometro.

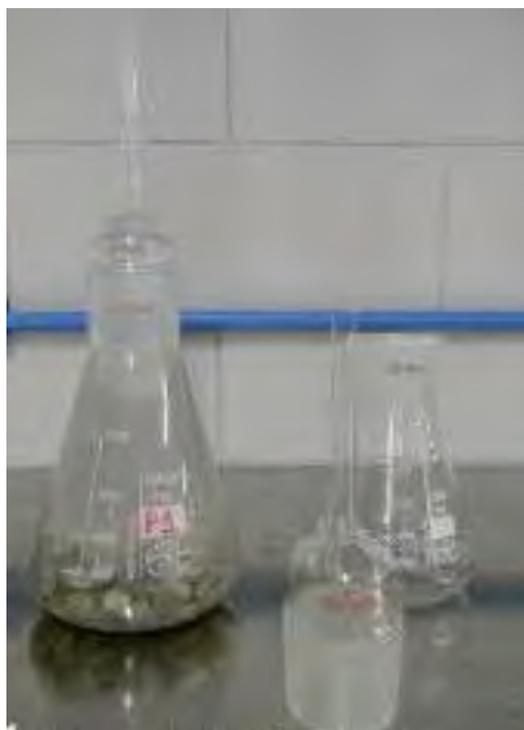


Figura 4.1 Picnometro.

4.1.2.1. Analisi inerti 14/10/14

- Sabbia

Tabella 4.3 Analisi del primo campione di sabbia.

Campione 1				
Picnometro con aggregato [g]	2480.0	Massa volumica apparente dei granuli ρ_a	2761.0	kg/m ³
Picnometro con acqua [g]	1820.5	Massa volumica dei granuli pre-essiccati ρ_{rd}	2713.9	kg/m ³
Aggregato umido [g]	1040.5	Massa vol. dei granuli in condizioni di saturazione a superficie asciutta ρ_{ssd}	2730.9	kg/m ³
Aggregato essiccato [g]	1034.0	Assorbimento d'acqua WA_{24}	0.629	%
ASSORBIMENTO [%]		0.625		

Tabella 4.4 Analisi del secondo campione di sabbia.

Campione 2				
Picnometro con aggregato [g]	2518.5	Massa volumica apparente dei granuli ρ_a	2776.1	kg/m ³
Picnometro con acqua [g]	1820.5	Massa volumica dei granuli pre-essiccati ρ_{rd}	2744.6	kg/m ³
Aggregato umido [g]	1095.5	Massa vol. dei granuli in condizioni di saturazione a superficie asciutta ρ_{ssd}	2755.9	kg/m ³
Aggregato essiccato [g]	1091	Assorbimento d'acqua WA_{24}	0.412	%
ASSORBIMENTO [%]		0.411		

ASSORBIMENTO MEDIO	0.518 %
---------------------------	----------------

4.1.2.2. Analisi inerti 30/10/14

- Scoria 8/16

Tabella 4.5 Analisi del primo campione di scorie EAF.

Campione 1				
Picnometro con aggregato [g]	2705	Massa volumica apparente dei granuli ρ_a	3904.7	kg/m ³
Picnometro con acqua [g]	1820.5	Massa volumica dei granuli pre-essiccati ρ_{rd}	3780.6	kg/m ³
Aggregato umido [g]	1199	Massa vol. dei granuli in condizioni di saturazione a superficie asciutta ρ_{ssd}	3812.4	kg/m ³
Aggregato essiccato [g]	1189	Assorbimento d'acqua WA_{24}	0.841	%
ASSORBIMENTO [%]		0.834		

Tabella 4.6 Analisi del secondo campione di scorie EAF.

Campione 2				
Picnometro con aggregato [g]	2746	Massa volumica apparente dei granuli ρ_a	3905.8	kg/m ³
Picnometro con acqua [g]	1820.5	Massa volumica dei granuli pre-essiccati ρ_{rd}	3786.9	kg/m ³
Aggregato umido [g]	1254	Massa vol. dei granuli in condizioni di saturazione a superficie asciutta ρ_{ssd}	3817.3	kg/m ³
Aggregato essiccato [g]	1244	Assorbimento d'acqua WA_{24}	0.804	%
ASSORBIMENTO [%]		0.797		

ASSORBIMENTO MEDIO	0.816%
---------------------------	---------------

4.1.3. Granulometria

4.1.3.1. Analisi inerti

Sugli aggregati è stata effettuata l'analisi granulometrica tramite vagliatura, in modo da ottenere le curve granulometriche indispensabili per la determinazione delle proporzioni necessarie alla produzione dei calcestruzzi per le sperimentazioni.



Figura 4.2 Vagli utilizzati durante l'analisi granulometrica.

- **Sabbia**

Sono stati presi 2 campioni di sabbia dallo stesso mucchio.

Tabella 4.7 Risultati dell'analisi granulometrica sulla sabbia in data 14/10/14.

Apertura vagli [mm]	Media passante cumulativa [%]
16	100.000
14	100.000
12.5	100.000
10	100.000
8	100.000
6.3	100.000
4	97.068
2	64.187
1	38.834
0.5	22.398
0.25	12.747
0.125	5.060
0.063	0.814

- **Scoria 8-16 mm**

Sono stati presi 3 campioni di scorie dallo stesso mucchio.

Tabella 4.8 Risultati dell'analisi granulometrica sulla scoria EAF in data 30/10/14.

Apertura vagli [mm]	Media passante cumulativa [%]
20	100.000
16	97.996
14	79.041
12.5	56.510
10	22.838
8	4.655
6.3	0.463
4	0.233
2	0.216

- **Curva granulometrica risultante**

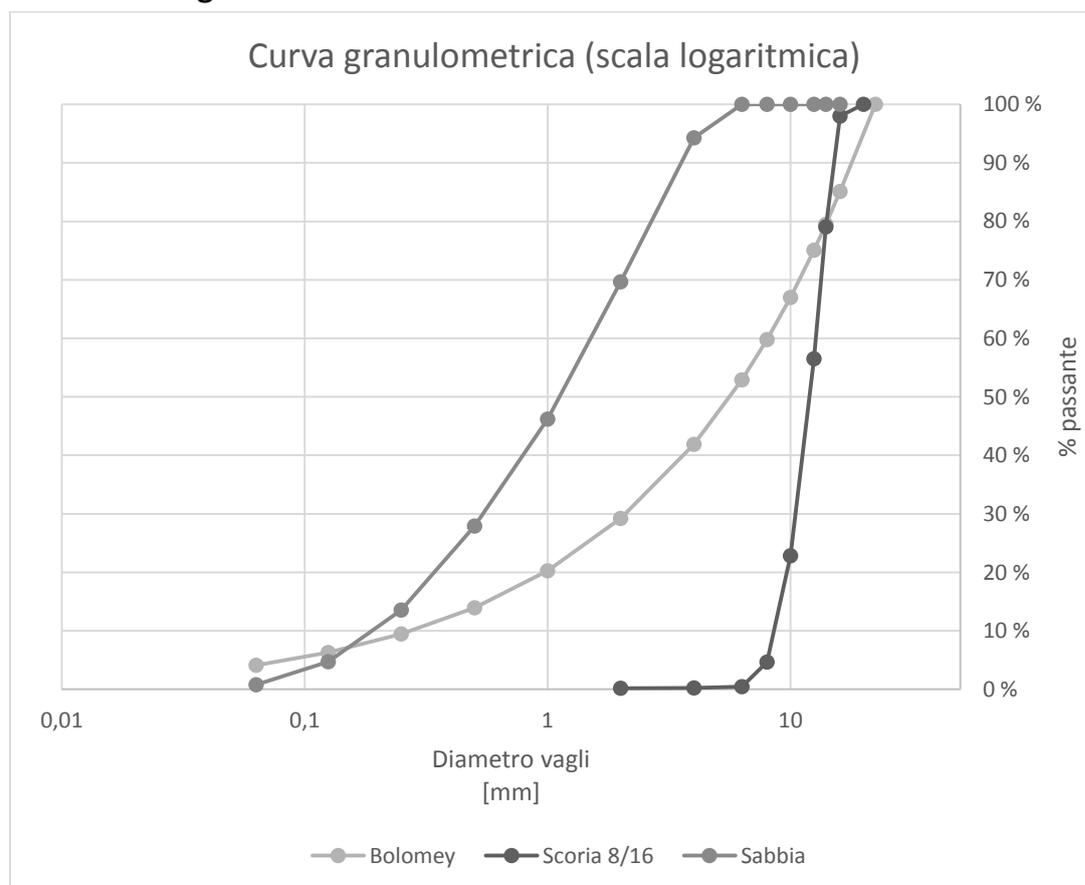


Figura 4.3 Curva granulometrica ottenuta inserendo i dati delle analisi precedenti.

4.2. Definizione dei vari mix testati

Per la costruzione dei tre nodi trave-pilastro descritti nei capitoli successivi sono stati studiati e sperimentati 9 differenti mix.

L'obiettivo di questa fase è stato quello di definire:

- A. Un calcestruzzo tradizionale che funga da campione di controllo;
- B. Un calcestruzzo avente lo stesso mix del campione A, ma la cui frazione grossa di inerte sia completamente costituita da scorie EAF.
- C. Un calcestruzzo la cui resistenza a compressione sia simile a quella del campione A, ma il cui mix sia diverso e utilizzante scorie EAF come frazione grossa.

I mix preparati e sperimentati si possono quindi suddividere in 2 grandi categorie: i calcestruzzi tradizionali e quelli contenenti scorie EAF.

4.2.1. Composizione dei vari mix

In base alle proprietà meccaniche che si volevano ottenere dai vari Mix, sono stati ipotizzati diversi tipi di impasto.

L'analisi sui materiali svolta in precedenza ha permesso di ottenere una tabella con i dosaggi specifici di ogni componente per ogni mix.

Nei prospetti successivi sono indicate le composizioni dei vari mix realizzati e testati in laboratorio.

Tabella 4.9 Mix design dei calcestruzzi tradizionali.

Mix		1 Trad	2 Trad	3 Trad
Acqua [w/c]		0.4	0.45	0.5
Cemento CEM I 52,5 R [Kg/m ³]		400	400	400
Aggregato (0-4mm) [Kg/m ³]	Agg. Naturali	833	839	814
	Scorie EAF	-	-	-
Aggregato (4-16mm) [Kg/m ³]	Agg. Naturali	1009	980	951
	Scorie EAF	-	-	-
Slump Test [mm]		210	170	240
Fluidificante %		1.2	1	0.8

Tabella 4.10 Mix design dei calcestruzzi contenenti scorie EAF.

Mix		1 EAF	2 EAF	3 EAF	4 EAF	5 EAF	6 EAF
Acqua [w/c]		0.415	0.45	0.45	0.5	0.5	0.5
Cemento CEM I 52,5 R [Kg/m ³]		350	400	350	400	400	350
Aggregato (0-4mm) [Kg/m ³]	Agg. Naturali	872	1008	1070	979	979	1044
	Scorie EAF	-	-	-	-	-	-
Aggregato (4-8mm) [Kg/m ³]	Agg. Naturali	-	-	-	-	-	-
	Scorie EAF	271	376	399	365	365	389
Aggregato (8-12mm) [Kg/m ³]	Agg. Naturali	-	-	-	-	-	-
	Scorie EAF	-	125	132	121	121	129
Aggregato (8-16mm) [Kg/m ³]	Agg. Naturali	-	-	-	-	-	-
	Scorie EAF	1205	618	655	600	600	640
Slump Test [mm]		160	240	185	240	180	240
Fluidificante %		1.2	1.2	1.2	1	0.7	0.8

4.2.1.1.1. *Pesi specifici medi*

Dopo 28 giorni di maturazione in ambiente controllato, la rilevazione dei pesi specifici dei vari calcestruzzi ha mostrato i seguenti risultati:

Tabella 4.11 Pesi specifici medi dei calcestruzzi realizzati.

Mix	Pesi spec. medi [Kg/m ³]
1 Trad	2468.15
2 Trad	2338.00
3 Trad	2403.34
1 EAF	2969.43
2 EAF	2874.52
3 EAF	2873.67
4 EAF	2759.24
5 EAF	2732.48
6 EAF	2767.68

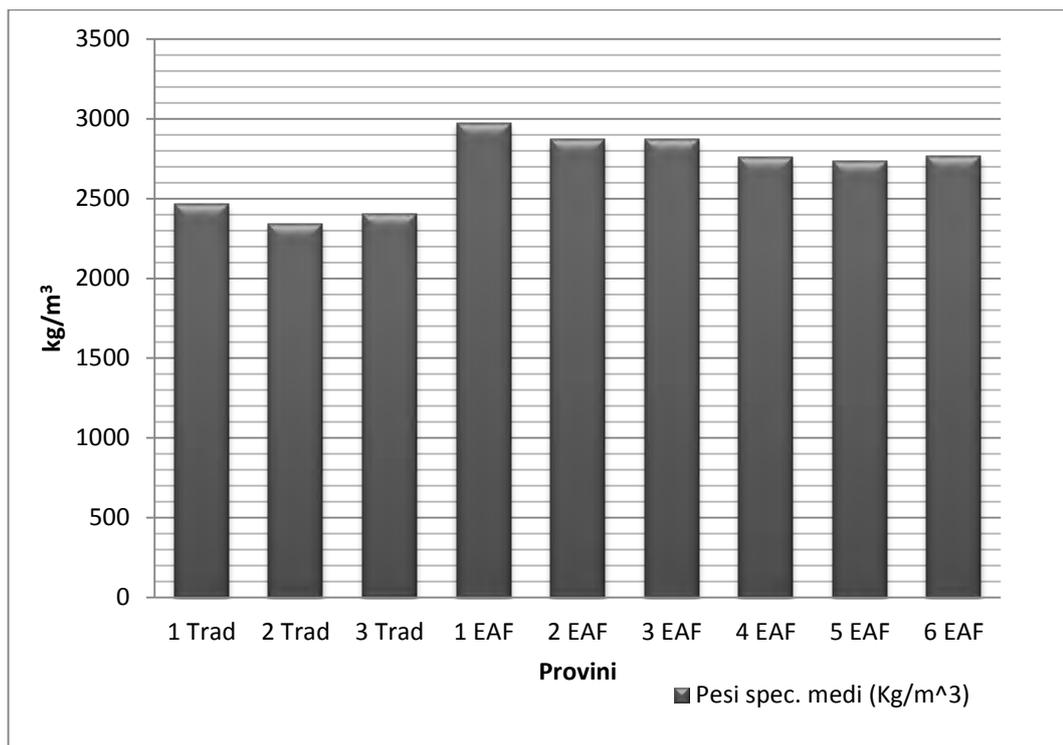


Figura 4.4 Grafico di confronto tra i pesi specifici medi dei calcestruzzi realizzati.

4.2.2. Le proprietà meccaniche del calcestruzzo

Le prove di resistenza meccanica sono necessarie per verificare che la tipologia del calcestruzzo prodotto rispetti i valori di progetto richiesti e si effettuano sul calcestruzzo indurito.

Le normative, ormai unificate a livello europeo, descrivono le tipologie e le modalità delle prove da effettuare. Ogni prova ha come elemento essenziale il campione tipo su cui è svolta, il modo con cui produrre ed eventualmente stagionare il campione. Inoltre sono indicati anche i macchinari su cui eseguire i test e le norme con cui ricavare i valori risultanti.

Le normative di riferimento sono riportate in tabella 4.12.

Tabella 4.12 Normative utilizzate.

Norma	Descrizione
UNI EN 12390-1:2002	Prova sul calcestruzzo indurito - Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme
UNI EN 12390-2:2002	Prova sul calcestruzzo indurito - confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza
UNI EN 12390-4:2002	Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione - Specifiche per macchine di prova

UNI EN 12390-3:2003	Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione dei provini
UNI EN 12390-6:2002	Prova su calcestruzzo indurito - Resistenza a trazione indiretta dei provini
UNI EN 12390-7:2002	Prova sul calcestruzzo indurito - Massa volumica del calcestruzzo indurito
UNI EN 12390-13:2013	Prova su calcestruzzo indurito – Determinazione del modulo di elasticità secante a compressione

Nella presente sperimentazione si è deciso di eseguire su tutti i mix le seguenti prove di resistenza secondo le modalità descritte nella normativa vigente:

- prova di resistenza a compressione
- prova di resistenza a trazione attraverso la prova indiretta (brasiliana)
- prova non distruttiva per la determinazione del modulo di Young (modulo di elasticità secante).

La normativa stabilisce anche i tempi di maturazione dopo i quali eseguire le prove; il calcestruzzo standard utilizzato è stato fatto maturare in immersione dentro una vasca di acqua a temperatura costante di 20° C.

Il tempo standard per tutti i test è di 28 giorni.

Per quanto riguarda la prova a compressione essa può essere portata a termine anche prima dei 28 giorni canonici o in seguito, in modo da verificare il calcestruzzo appena prodotto e il suo processo di maturazione. Nella sperimentazione si è deciso di eseguire la prova a compressione sia dopo 7 giorni sia dopo 28 giorni di maturazione. In normativa sono anche descritte le forme dei provini da utilizzare per le prove di resistenza:

- per tutte le prove a compressione: provini cubici di lato = 150 mm;
- per la prova a trazione indiretta (brasiliana): provini cilindrici con $b = h/2$, in particolare $b = 100$ mm e $h = 200$ mm
- per la prova per la determinazione del Modulo elastico di Young: provini cilindrici con $b < h/2$, in particolare $b = 100$ mm e $h = 200$ mm.

Infine la normativa stabilisce che per ogni prova effettuata sono necessari almeno tre provini per verificare i valori risultanti. Ogni test quindi si esegue

su tre cubetti o tre cilindri per ogni mix prodotto e di questi valori verrà effettuata una media per ottenere il risultato più probabile. Utilizzando anche valutazioni statistiche è possibile eliminare eventuali valori che si distanziano troppo dal valor medio, anche se il numero di tre non è sufficiente a compiere quest'operazione. In tabella 4.13 sono riportate schematicamente le prove meccaniche pianificate con la rispettiva norma utilizzata .



Figura 4.5 Provini cubici e cilindrici durante la stagionatura in vasca a 20°C.

Tabella 4.13 Prove meccaniche pianificate e norma di riferimento.

Test	Tempo di maturazione	Norma di riferimento	Tipo di provini
Modulo elastico di Young a compressione	28 gg	UNI EN 12390-13	Provini cilindrici (diametro = 100 mm altezza= 200 mm)
Resistenza a trazione (brasiliana)	28 gg	UNI EN 12390-6	Provini cilindrici (diametro = 100 mm altezza= 200 mm)
Resistenza a compressione	7 gg	UNI EN 12390-4	Provini cubici standard (lato = 150 mm)
Resistenza a compressione	28 gg	UNI EN 12390-4	Provini cubici standard (lato = 150 mm)

4.2.2.1. Resistenza a compressione

La resistenza a compressione è una delle caratteristiche più importanti del calcestruzzo; essa si ritrova infatti alla base della classificazione delle varie categorie, e risulta influenzata da:

- A. Classe del cemento utilizzato;
- B. Rapporto acqua/cemento;
- C. Rapporto cemento/aggregati;
- D. Qualità degli aggregati, in particolare dalla loro omogeneità e capacità di aderenza con il cemento;
- E. Densità della massa, a sua volta della corretta composizione e del co-stipamento.

4.2.2.1.1. Resistenza cubica

Il metodo di misurazione della resistenza a compressione è definito nella norma UNI EN 12390. Essa definisce la modalità di preparazione dei provini, i metodi e i tempi di maturazione dopo i quali va effettuata la prova e ne descrive l'esecuzione. Questa norma prescrive l'utilizzo di provini cubici per la rottura a compressione; nello specifico sono stati utilizzati provini di dimensioni 15x15x15 cm.

Per eseguire la prova, si posiziona il cubetto nella pressa e si applica un carico crescente fino alla rottura dello stesso.



Figura 4.6 Pressa utilizzata per le prove di compressione.

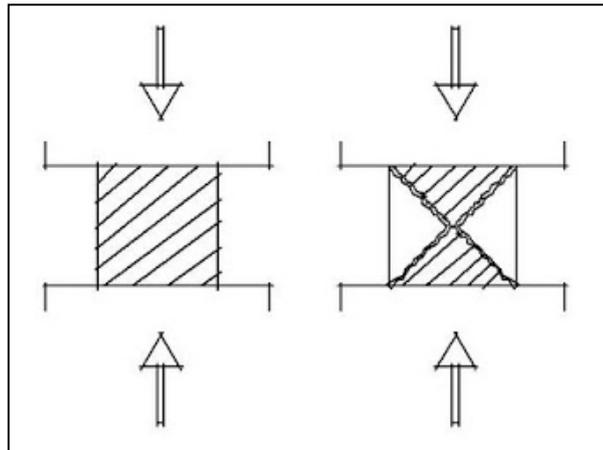


Figura 4.7 Modalità di rottura ottimale



Figura 4.8 Provino di calcestruzzo contenente EAF dopo la prova di compressione.



Figura 4.9 Provino di calcestruzzo contenente EAF dopo la prova di compressione.

Tabella 4.14 Resistenza a compressione cubica dei calcestruzzi testati.

Mix	Rcm media [MPa]
1 Trad	56.39
2 Trad	41.46
3 Trad	40.55
1 EAF	73.44
2 EAF	63.07
3 EAF	60.16
4 EAF	52.03
5 EAF	-
6 EAF	-

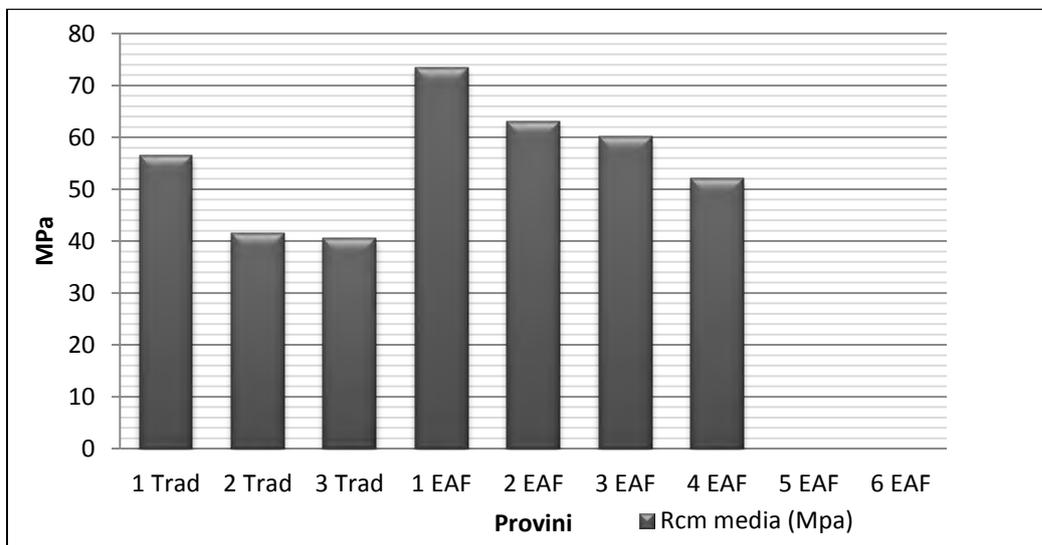


Figura 4.10 Grafico di confronto fra le resistenze a compressione cubiche dei calcestruzzi testati.

4.2.2.1.2. Resistenza cilindrica

Per effettuare le prove necessarie alla determinazione del modulo elastico, si è dapprima determinato il valore di resistenza a compressione cilindrica di ogni tipologia di calcestruzzo; questo valore era necessario per impostare il valori di minimo e massimo relativi ai cicli di carico.

Le prove si sono svolte, come per la prova di resistenza cubica, ponendo i provini tra le piastre della pressa ed aumentando il carico fino a rottura.

Le tipologie di rottura sono indicate nella figura sottostante.

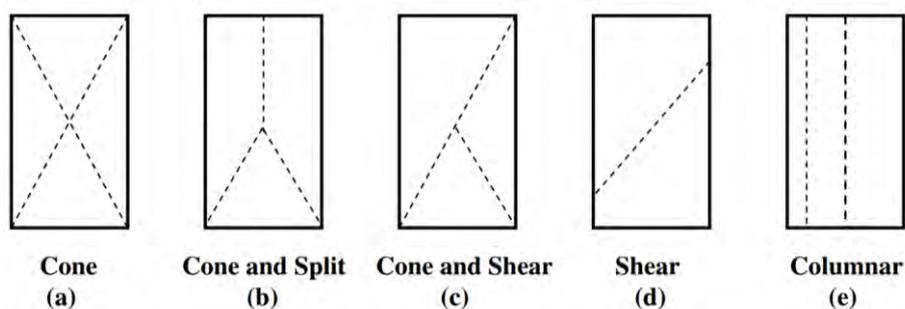


Figura 4.11 Tipologie di rottura dei provini cilindrici sottoposti a compressione.

La maggior parte dei provini ha mostrato un modalità di rottura di tipo (a), in minor misura si sono verificate rotture di tipo (b) e (c), mentre le rotture di tipo (d) ed (e) non si sono mai verificate.



Figura 4.12 Provino sottoposto a prova di compressione, prima e dopo.

Tabella 4.15 Resistenza a compressione cilindrica dei calcestruzzi testati.

Mix	fcm media (Mpa)
1 Trad	51.4
2 Trad	37.01
3 Trad	41.38
1 EAF	58.34
2 EAF	62.71
3 EAF	64.29
4 EAF	52.53
5 EAF	48.95
6 EAF	49.52

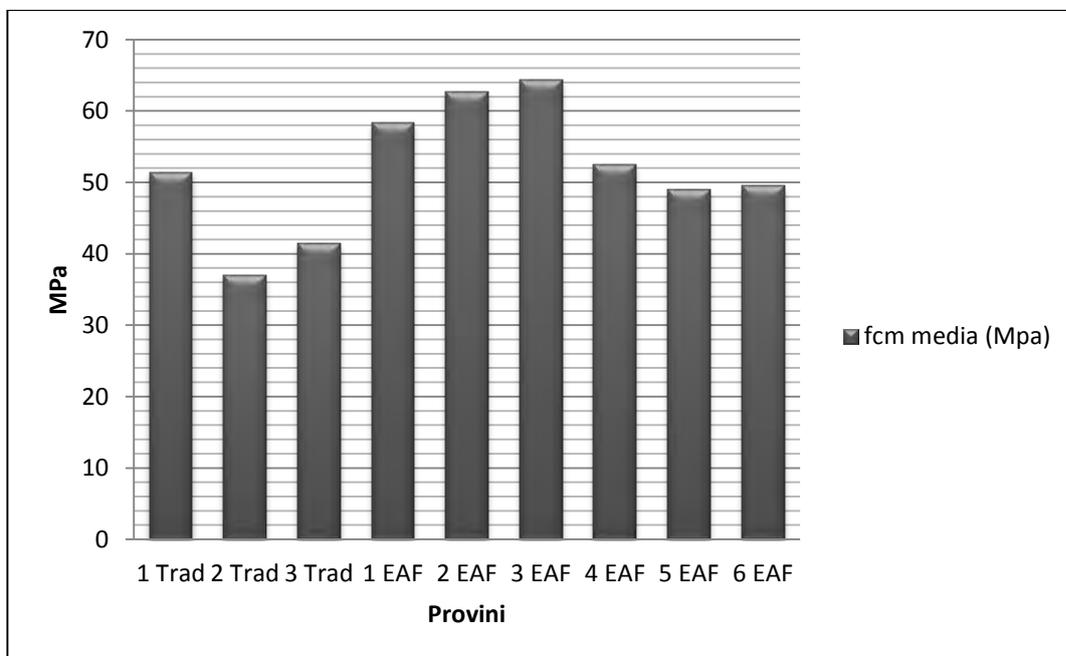


Figura 4.13 Grafico di confronto fra le resistenze a compressione cilindriche dei calcestruzzi testati.

4.2.2.2. Resistenza a trazione indiretta (Brasiliana)

Il metodo di misurazione della resistenza a trazione è definito nella norma UNI EN 12390. Essa definisce la modalità di preparazione dei provini, i metodi e i tempi di maturazione dopo i quali va effettuata la prova e ne descrive l'esecuzione. Questa norma prescrive l'utilizzazione, in via normale, di provini cilindrici per la rottura a compressione. I valori di resistenza a compressione sono dipendenti dalla geometria e dalle dimensioni del provino. La prova è eseguita disponendo il cilindro di calcestruzzo orizzontalmente tra i piatti mediante i quali si applica un carico di compressione. Tra i piatti e il provino si interpone in genere una lastrina sottile di materiale cedevole (gomma dura o compensato) per distribuire in modo omogeneo il carico.



Figura 4.14 Posizionamento di un provino cilindrico nella pressa utilizzata per le prove.

Sulla sezione verticale del provino, posto a contatto dei piatti della pressa all'altezza 0 e d , si generano carichi di compressione e di trazione come mostrato nel diagramma; il carico di trazione designato vale:

$$\sigma_c = 2 * \frac{P}{\pi * h * d}$$

dove h e d sono rispettivamente altezza e diametro del cilindro.

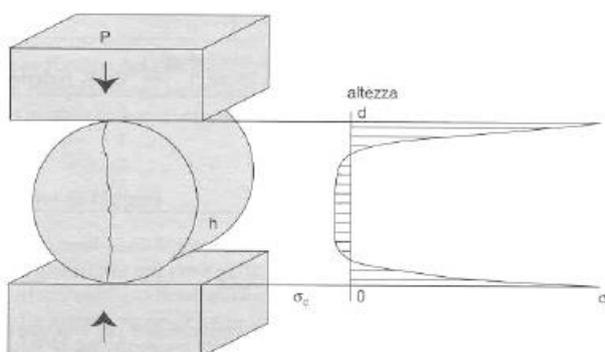


Figura 4.15 Andamento delle tensioni durante la prova.



Figura 4.176 Calcestruzzo con EAF dopo prova brasiliana.



Figura 4.167 Come figura preci.



Figura 4.19 Confronto tra Cls tradizionale e Cls con EAF dopo prova brasiliana.



Figura 4.18 particolare del confronto fra i calcestruzzi.

Tabella 4.16 Resistenza a trazione indiretta dei calcestruzzi testati.

Mix	ft media (MPa)
1 Trad	3.75
2 Trad	3.12
3 Trad	3.49
1 EAF	4.37
2 EAF	4.98
3 EAF	5.12
4 EAF	3.83
5 EAF	4.22
6 EAF	4.73

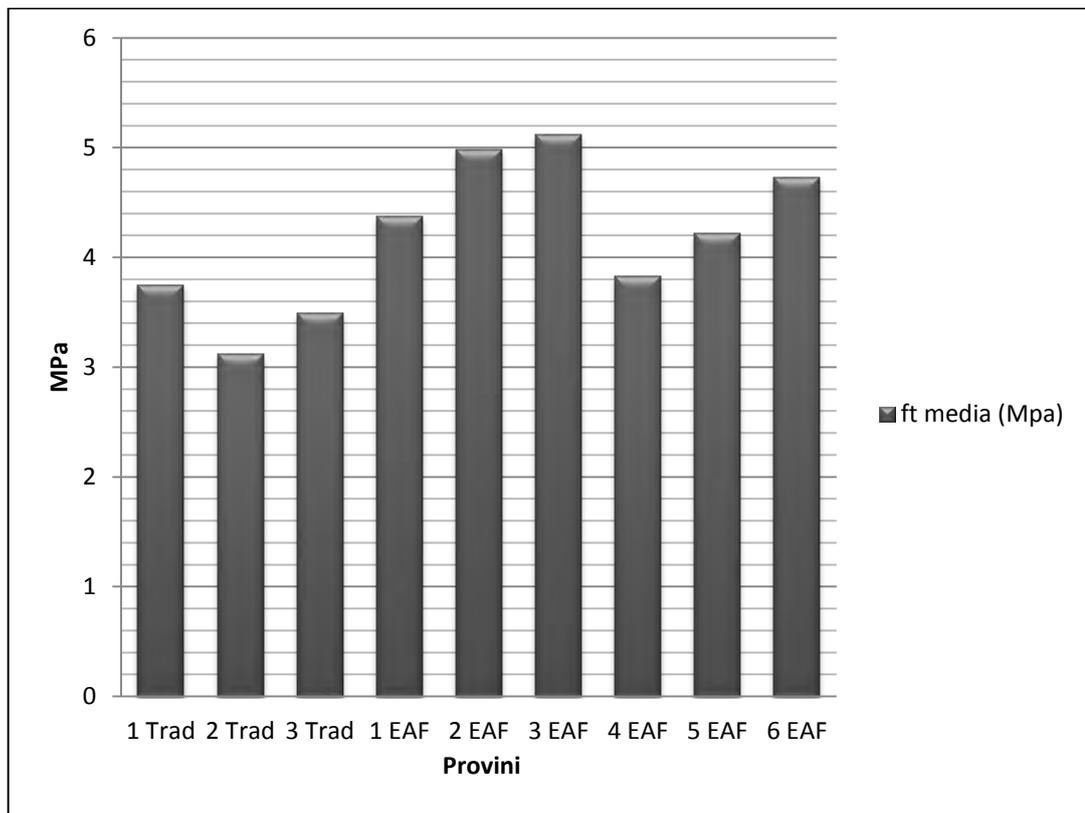


Figura 4.20 Grafico di confronto fra le resistenze a trazione indiretta dei calcestruzzi testati.

4.2.2.3. Modulo elastico

La determinazione del modulo elastico secante è stata eseguita seguendo le indicazioni contenute nella Norma UNI EN 12390 – 13; la quale prevede che i campioni da analizzare vengano sottoposti a cicli di compressione verticale che permettano di ottenere e misurare le deformazioni elastiche del calcestruzzo dalle quali determinare il modulo elastico.

Per lo svolgimento della prova si sono utilizzati provini cilindrici di altezza 20 cm e diametro 10 cm; i quali vengono posizionati all'interno di una pressa dotata di controllo automatico di carico.



Figura 4.21 Pressa utilizzata per la determinazione del modulo elastico.

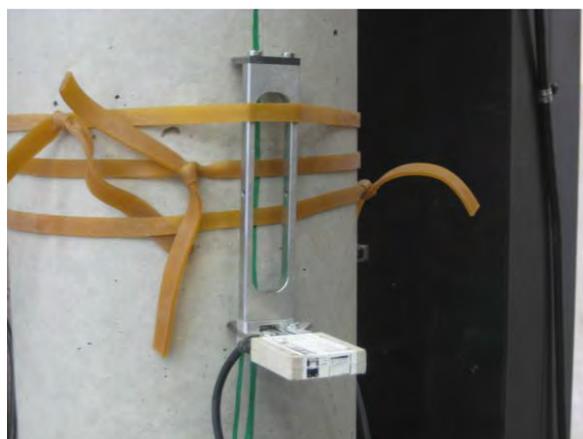


Figura 4.22 Estensimetro utilizzato.

Per misurare le deformazioni si sono applicati sulla superficie laterale dei provini 3 estensimetri metallici, in posizioni equidistanti (120°) e a metà altezza. I dati provenienti da questi estensimetri, combinati coi dati ottenuti dalla pressa permettono lo svolgimento dei calcoli indicati da normativa per la determinazione del modulo elastico.



Figura 4.23 Provino pronto per l'esecuzione della prova, si possono notare i 3 estensimetri applicati.

Per lo svolgimento della prova occorre determinare innanzitutto la resistenza a compressione cilindrica di ogni tipologia di calcestruzzo (f_c); questo valore serve infatti per impostare i cicli di carico richiesti.

La prova si compone infatti di 2 fasi principali di cicli di carico:

A. **fase di precarico**, dove si hanno tre fasi di carico-scarico in cui i valori delle sollecitazioni applicate dalla pressa variano da un minimo di 0.5 MPa (indicato come σ_p) ad un massimo corrispondente a $f_c/10$ (σ_b);

B. **fase di carico**, dove si hanno tre fasi di carico-scarico in cui i valori delle sollecitazioni applicate dalla pressa variano da un corrispondente a $f_c/10$ (σ_b) ad un massimo uguale a $f_c/3$ (σ_a).

La fase di precarico la funzione di stabilizzare il provino e permette di verificare il corretto posizionamento dello stesso e della strumentazione collegata. Mentre nella seconda parte si raccolgono i dati necessari alle elaborazioni; in particolare dalla prima fase di carico crescente si determina il modulo elastico secante iniziale e dall'ultima si determina il modulo elastico secante stabilizzato.

Le fasi di applicazione dei carichi σ_a e σ_b devono essere mantenute per un massimo di 20 secondi; nel grafico seguente è indicato lo schema di applicazione dei carichi per lo svolgimento della prova.

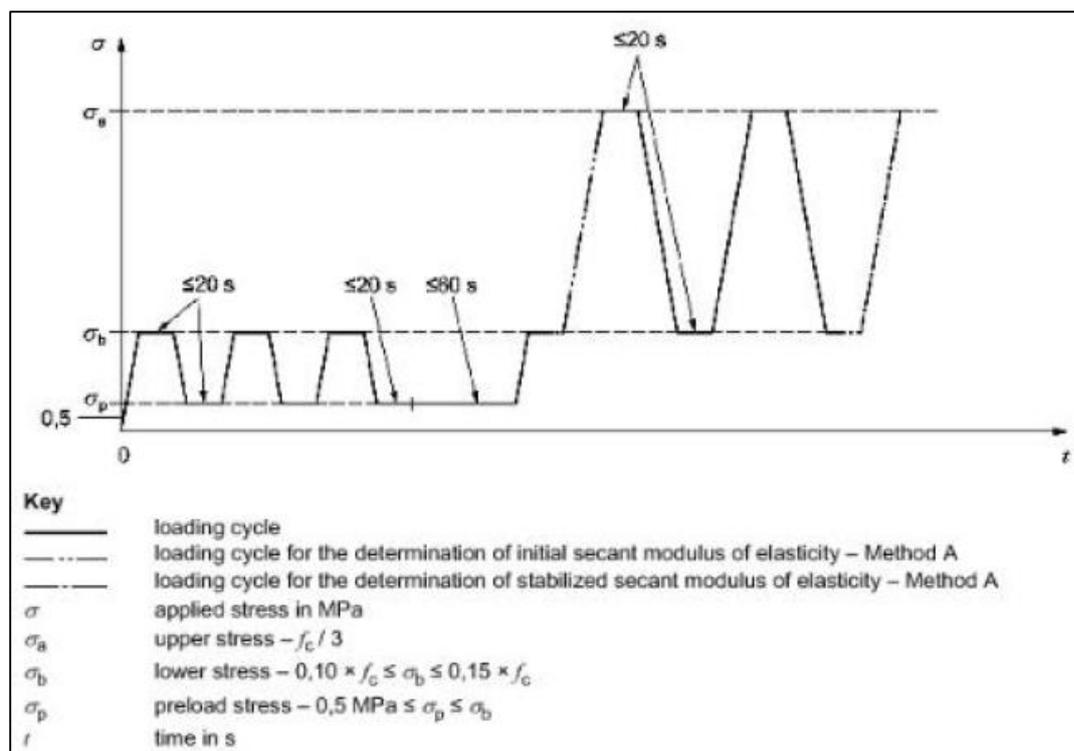


Figura 4.24 Indicazioni da normativa per l'applicazione dei carichi durante lo svolgimento della prova; in ascissa si hanno i tempi di applicazione, mentre in ordinata le tensioni da applicare.

Per determinare i moduli elastici, una volta raccolti i dati, si applicano le seguenti formule indicate dalla norma:

A. Modulo elastico secante iniziale:

$$E_{C,0} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_0} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,1} - \varepsilon_{b,0}}$$

Dove:

- σ_a^m = valore medio della sollecitazione maggiore applicata dalla pressa (circa $f_c/3$);
- σ_b^m = valore medio della sollecitazione minore applicata dalla pressa (circa $f_c/10$);
- $\varepsilon_{a,1}$ = deformazione elastica ottenuta durante il primo ciclo di carico in corrispondenza dell'applicazione del carico massimo σ_a^m ;
- $\varepsilon_{b,0}$ = deformazione elastica ottenuta durante il primo ciclo di carico in corrispondenza dell'applicazione del carico minimo σ_b^m ;

B. Modulo elastico secante stabilizzato:

$$E_{c,s} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_s} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{b,2}}$$

Dove:

- σ_a^m = valore medio della sollecitazione maggiore applicata dalla pressa (circa $f_c/3$);
- σ_b^m = valore medio della sollecitazione minore applicata dalla pressa (circa $f_c/10$);
- $\varepsilon_{a,3}$ = deformazione elastica ottenuta durante il terzo ciclo di carico in corrispondenza dell'applicazione del carico massimo σ_a^m ;
- $\varepsilon_{b,2}$ = deformazione elastica ottenuta durante il terzo ciclo di carico in corrispondenza dell'applicazione del carico minimo σ_b^m ;

In tabella sono indicati i valori medi per ogni tipologia di calcestruzzo testato.

Tabella 4.17 Moduli elastici dei calcestruzzi testati.

Mix	Ecs medio (Mpa)
1 Trad	40012.7
2 Trad	31551.5
3 Trad	33956.4
1 EAF	49291
2 EAF	48420.2
3 EAF	50318.1
4 EAF	47102
5 EAF	44116.6
6 EAF	47028.9

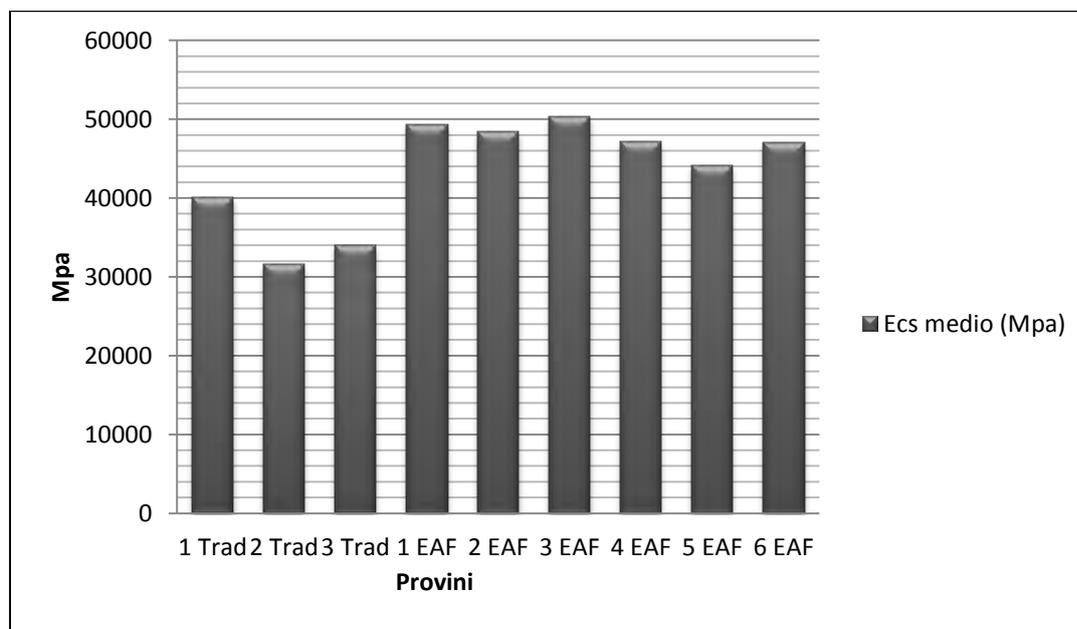


Figura 4.25 Grafico di confronto tra i moduli elastici dei calcestruzzi testati.

In seguito sono riportati i grafici tensione-deformazione per ogni tipologia di calcestruzzo testata, in modo da poter osservare e confrontare immediatamente i comportamenti delle varie miscele; a questo scopo si è deciso utilizzare la stessa scala per ogni grafico.

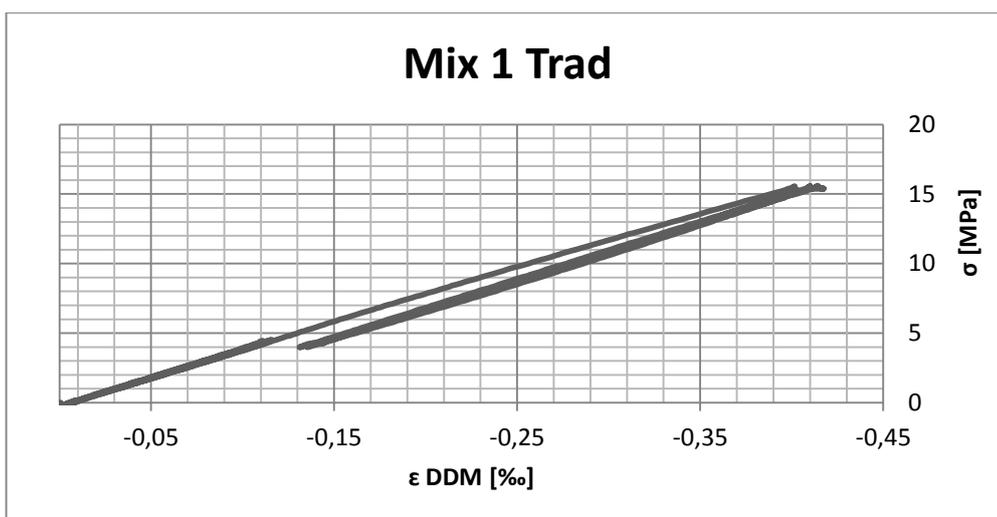


Figura 4.26 Grafico tensione-deformazione mix 1 Trad.

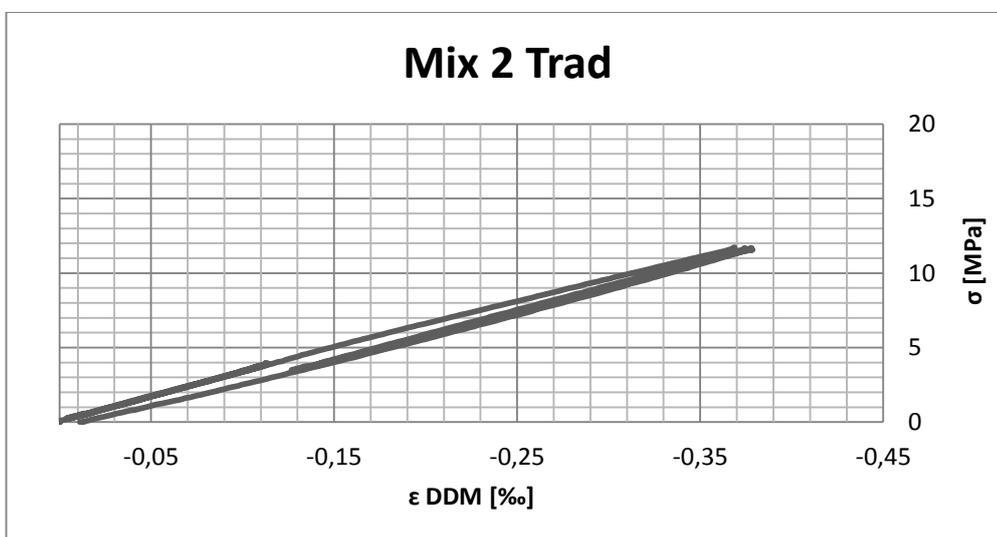


Figura 4.27 Grafico tensione-deformazione mix 2 Trad.

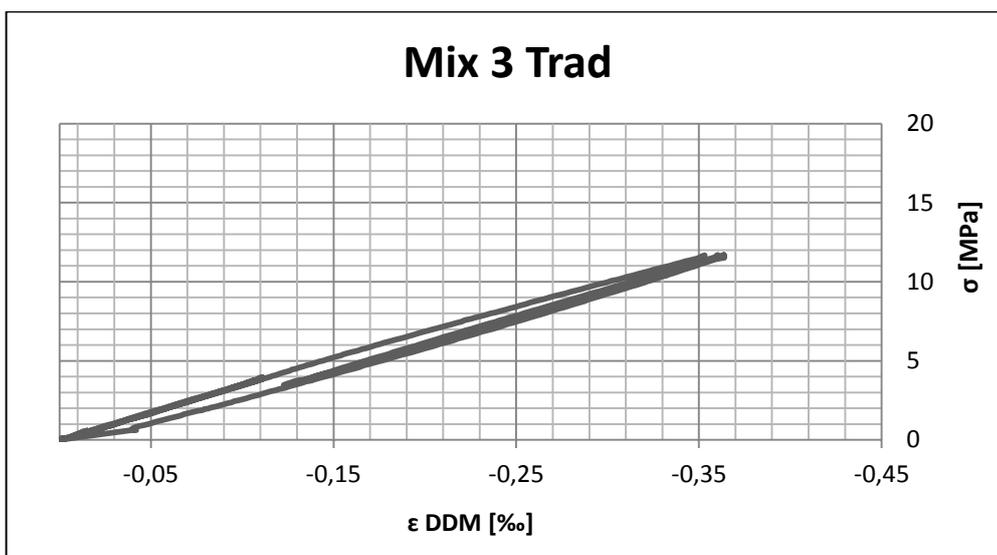


Figura 4.28 Grafico tensione-deformazione mix 3 Trad.

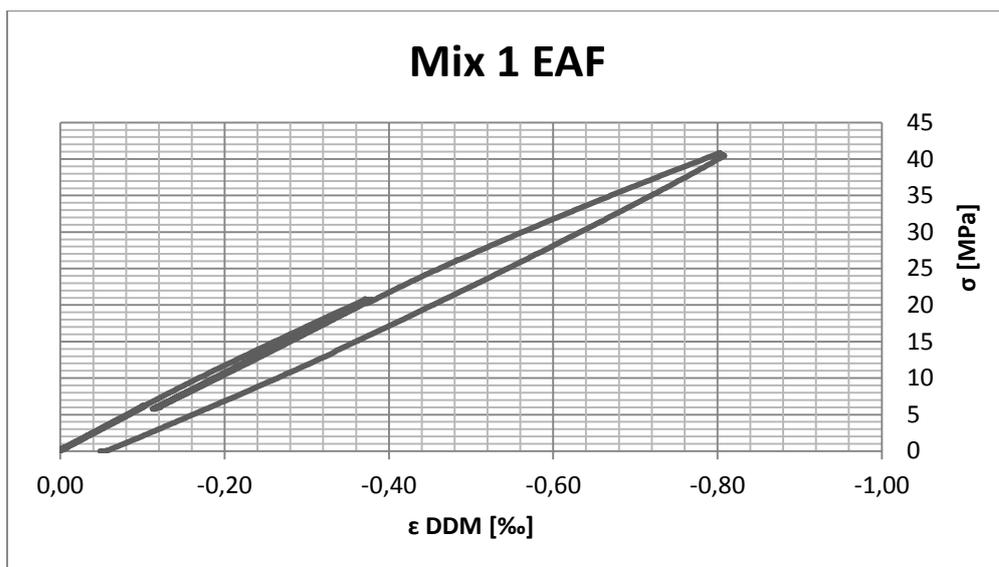


Figura 4.29 Grafico tensione-deformazione mix 1 EAF.

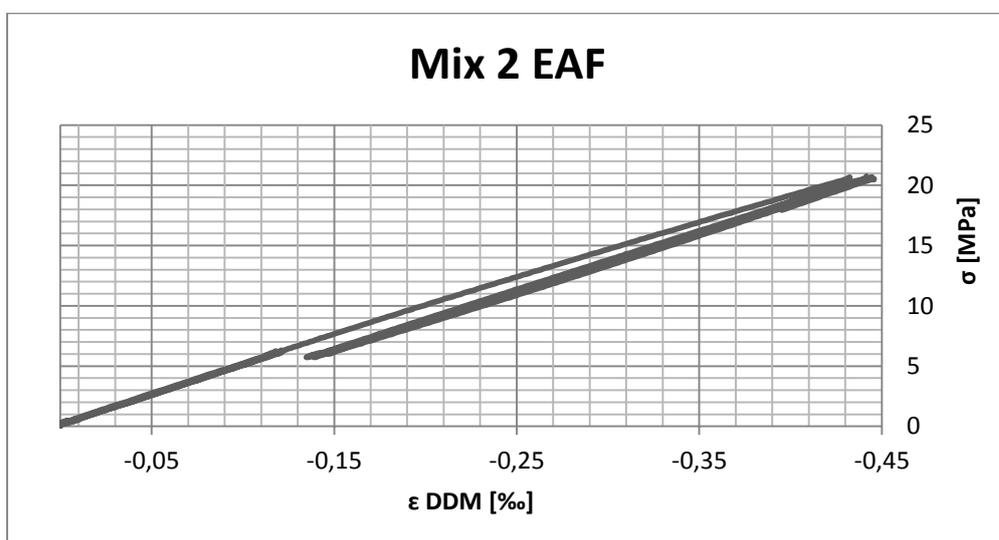


Figura 4.30 Grafico tensione-deformazione mix 2 EAF.

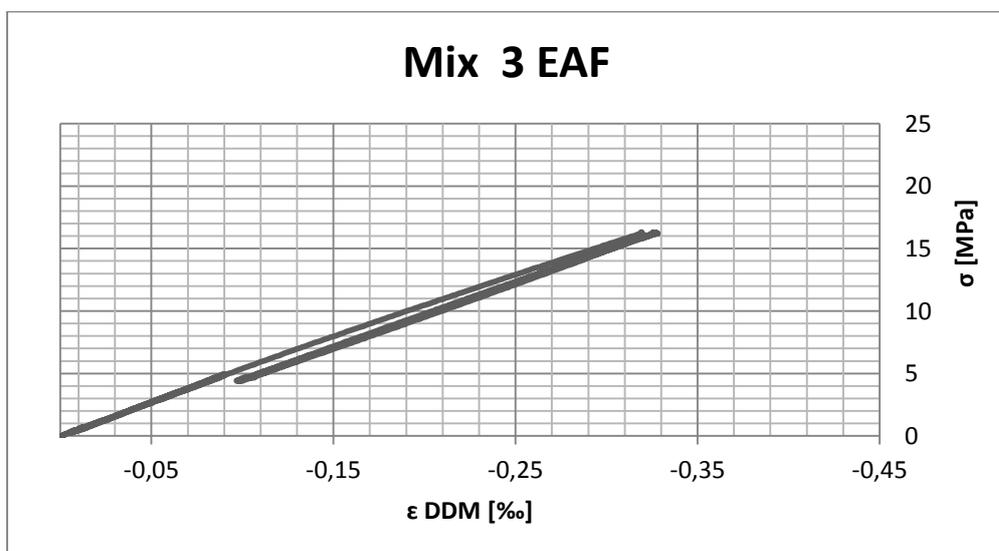


Figura 4.31 Grafico tensione-deformazione mix 3 EAF.

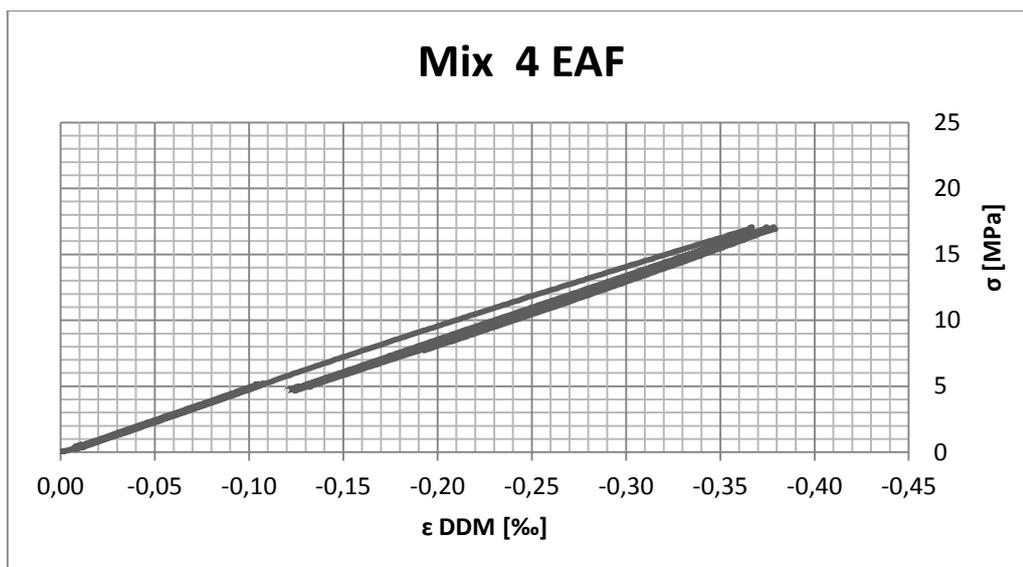


Figura 4.32 Grafico tensione-deformazione mix 4 EAF.

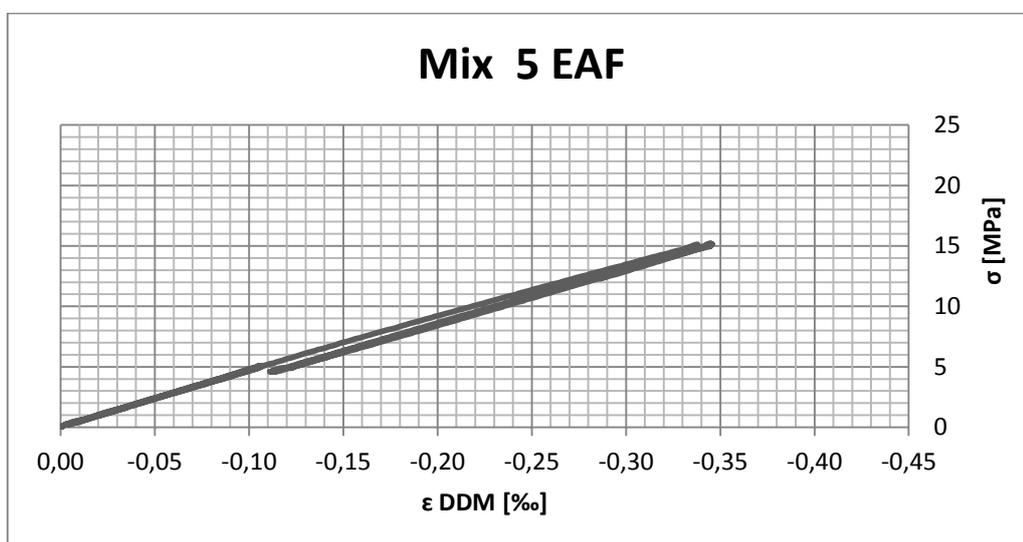


Figura 4.33 Grafico tensione-deformazione mix 5 EAF.

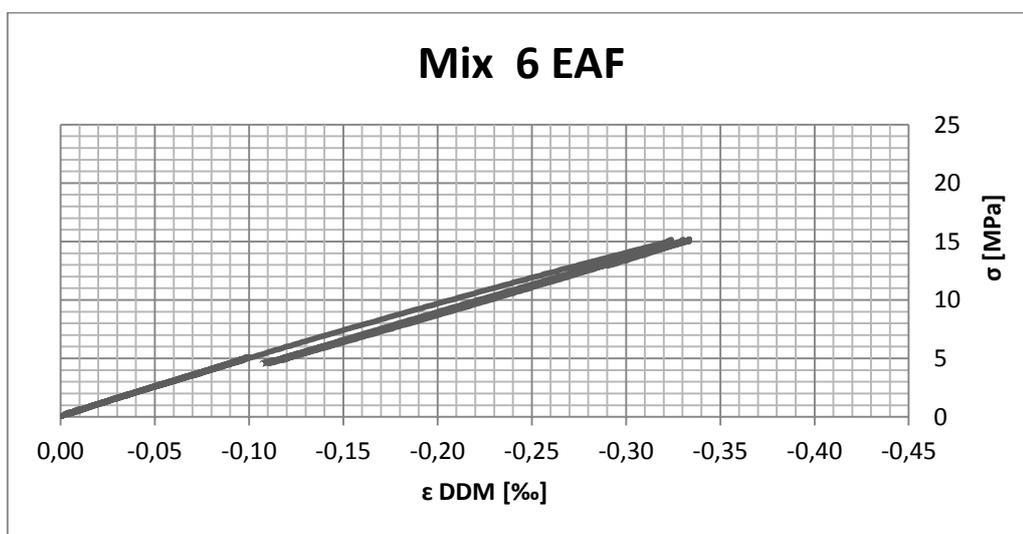


Figura 4.34 Grafico tensione-deformazione mix 6 EAF.

4.3. Particolari riguardanti i mix utilizzati

Per il confezionamento dei provini in scala reale dei nodi, sono stati scelti i seguenti tre mix: C, E1 ed E2.

Come riportato all'inizio del paragrafo 4.2, queste 3 miscele hanno le funzioni:

1. Miscela C: calcestruzzo tradizionale, viene utilizzato come campione di controllo;
2. Miscela E1: calcestruzzo contenente EAF, stesse proporzioni di impasto della miscela C, ma la frazione grossa degli inerti è completamente sostituita dagli EAF (caratteristiche meccaniche diverse);
3. Miscela E2: calcestruzzo contenente EAF, impasto diverso rispetto alle miscele precedenti, ma resistenza a compressione simile a quella della miscela C.

Nello specifico la miscela C corrisponde al mix 2 Trad, la miscela E1 corrisponde al mix 2 EAF, mentre per la miscela E2 si è deciso di utilizzare lo stesso impasto realizzato nella pubblicazione riportata al paragrafo 3.1.2 ("Mechanical and durability characteristics of concrete containing EAF slag as aggregate" - Carlo Pellegrino, Vittorio Gaddo).

La scelta di utilizzare quel mix come miscela E2 è giustificata dal fatto che le caratteristiche meccaniche corrispondono a quelle dettate dalle esigenze di questa sperimentazione; inoltre le sperimentazioni relative alla pubblicazione sono state svolte sempre all'interno dell'Università degli Studi di Padova.

4.3.1. Miscela C - Mix 2 Trad

4.3.1.1. Composizione della miscela

Tabella 4.18 Composizione miscela C

Mix		2 Trad
Acqua [w/c]		0.45
Cemento CEM I 52,5 R [Kg/m³]		400
Aggregato (0-4mm) [Kg/m³]	Agg. Naturali	839
	Scorie EAF	-
Aggregato (4-16mm) [Kg/m³]	Agg. Naturali	980
	Scorie EAF	-
Peso specifico [kg/m³]		2392.19
Slump Test [mm]		170
Fluidificante %		1

4.3.1.2. Caratteristiche meccaniche

Prove eseguite dopo 28 giorni di maturazione dei provini.

Come da normativa, per le prove di resistenza a compressione sono stati utilizzati provini cubici di lato 15 cm, mentre per la prova di trazione indiretta e per la determinazione del modulo elastico si sono realizzati provini cilindrici di altezza 20 cm e di diametro 10 cm.

Tabella 4.19 Risultati delle prove di resistenza a compressione a 28 giorni.

RESISTENZA A COMPRESSIONE – 28 giorni				
Numero progressivo	1	2	3	4
Carico [kg]	100000	95000	102000	86000
Resistenza fc [MPa]	43.58	41.40	44.45	37.48
Resistenza fcm [MPa]	41.73			

Tabella 4.20 Risultati della prova a trazione indiretta .

PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA O BRASILIANA			
Numero progressivo	5	6	7
Carico [kg]	13000	7800	9200
σ_t [Mpa]	4.06	2.44	2.87
σ_t^m [Mpa]	3.12		

4.3.1.3. Modulo elastico

Per quanto riguarda la determinazione del modulo elastico, si sono svolte le prove indicate dalla norma UNI-En 12390-13 (come indicato nei paragrafi precedenti).

Nello specifico viene in seguito riportata l'elaborazione svolta su di un singolo provino; lo studio è stato svolto su altri 2 provini per questa miscela di calcestruzzo.

Tabella 4.21 Determinazione di σ_b media.

σ_b media	$\sigma_{b,0}$ [N]	$\sigma_{b,1}$ [N]	$\sigma_{b,2}$ [N]	σ_b^m [N]
	30533.99	29492.13	29496.67	29840.93

Tabella 4.22 Determinazione di σ_a media.

σ_a media	$\sigma_{a,1}$ [N]	$\sigma_{a,2}$ [N]	$\sigma_{a,3}$ [N]	σ_a^m [N]
	90414.1	90879.94	91077.85	90790.63

Le etichette DD1, DD2 e DD3 fanno riferimento ai 3 sensori

Tabella 4.23 Elaborazione delle deformazioni.

Elaborazione delle deformazioni								
	$\varepsilon_{b,0}$ [mm]	$\varepsilon_{b,0}^m$ [mm]	$\varepsilon_{b,2}$ [mm]	$\varepsilon_{b,2}^m$ [mm]	$\varepsilon_{a,1}$ [mm]	$\varepsilon_{a,1}^m$ [mm]	$\varepsilon_{a,3}$ [mm]	$\varepsilon_{a,3}^m$ [mm]
DD 1	- 0.00012	-	- 0.00015	-	- 0.00039	-	- 0.00041	-
DD 2	- 0.00011		- 0.00012		- 0.00033		- 0.00034	
DD 3	- 0.00011		- 0.00015		- 0.00038		- 0.00039	
		0.00011		0.00014		0.00037		0.00038

$$E_{C,0} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,1} - \varepsilon_{b,0}} = 30242 \text{ MPa}$$

$$E_{C,S} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{b,2}} = 32361 \text{ MPa}$$

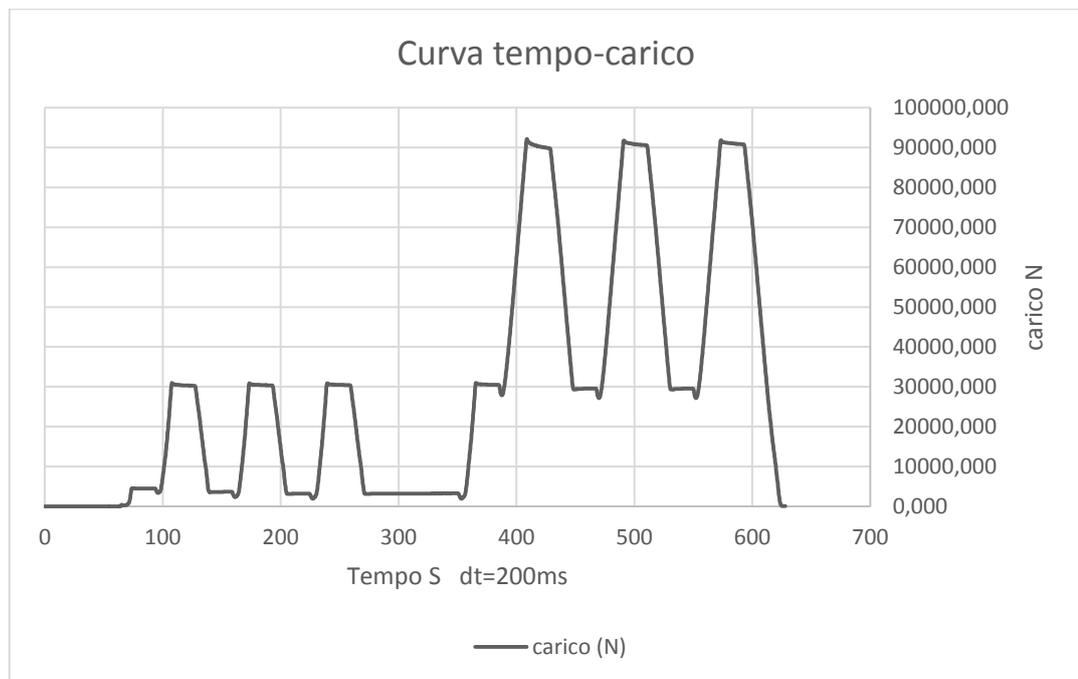


Figura 4.35 Storia di carico relativa alla prova svolta.

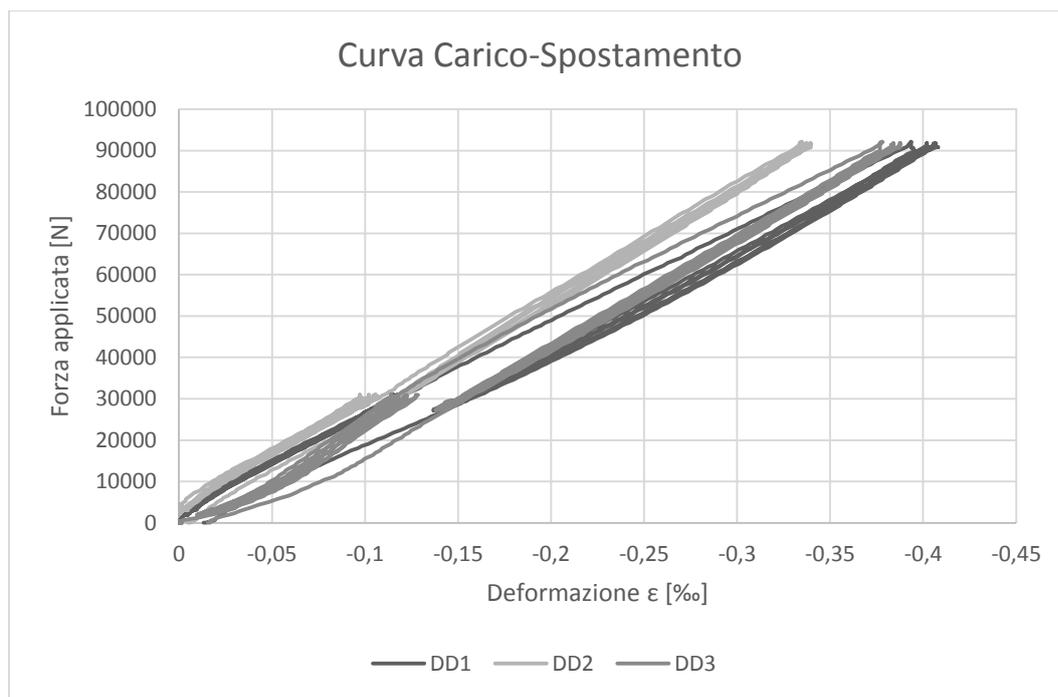


Figura 4.36 Curva carico spostamento.

4.3.1.4. Diagramma di rottura

I dati qui riportati sono stati presi direttamente dai sensori della pressa e mostrano il comportamento a rottura del campione analizzato. Nel primo grafico si è preso in considerazione come valore di deformazione lo spostamento della traversa della pressa stessa, in modo da avere un'indicazione del comportamento deformativo del campione di calcestruzzo.

Carico di rottura	290513.6	N
Corrispondente tensione sul provino	37.01	MPa



Figura 4.37 Curva tempo-spostamento traversa.

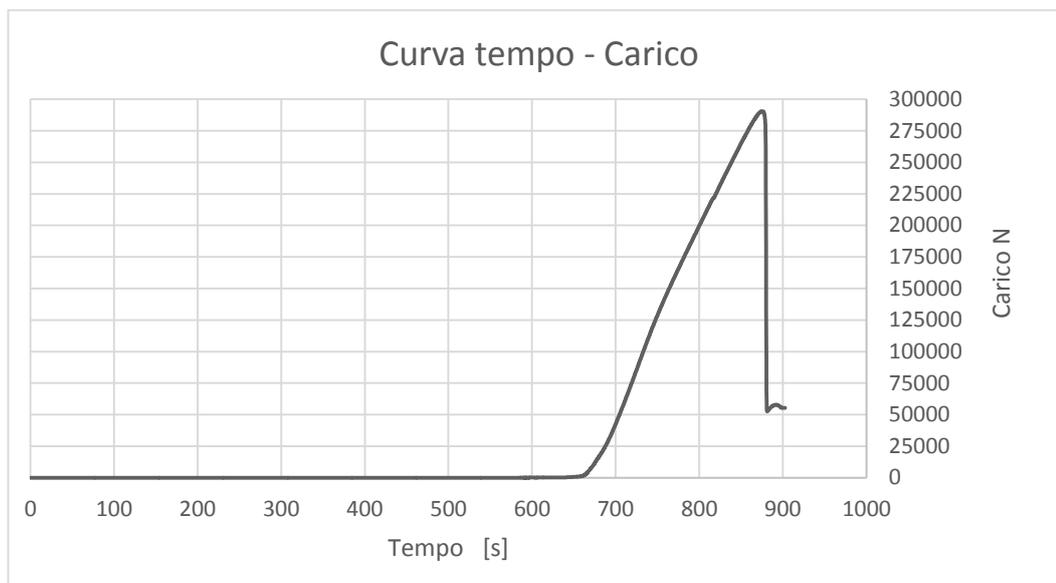


Figura 4.38 Curva tempo-carico.

4.3.1.5. Tabella riassuntiva

Di seguito sono riportate le caratteristiche medie riguardanti la miscela C.

Tabella 4.24 Caratteristiche medie miscela C.

Caratteristiche Meccaniche	Miscela C – Mix 2 Trad
Peso specifico [Kg/m ³]	2338.00
R _{cm} [MPa]	41.46
F _{cm} [MPa]	37.01
F _{tm} [MPa]	3.12
E _{csm} [Mpa]	31551

4.3.2. Miscela E1 - Mix 2 EAF (11/11/14)

4.3.2.1. Composizione della miscela

Tabella 4.25 Composizione miscela E1

Mix		2 EAF
Acqua [w/c]		0.45
Cemento CEM I 52,5 R [Kg/m³]		400
Aggregato (0-4mm) [Kg/m³]	Agg. Naturali	1008
	Scorie EAF	-
Aggregato (4-8mm) [Kg/m³]	Agg. Naturali	-
	Scorie EAF	376
Aggregato (8-12mm) [Kg/m³]	Agg. Naturali	-
	Scorie EAF	125
Aggregato (8-16mm) [Kg/m³]	Agg. Naturali	-
	Scorie EAF	618
Slump Test [mm]		240
Fluidificante %		1.2

4.3.2.2. Caratteristiche meccaniche

Prove a 7 giorni

Tabella 4.26 Risultati delle prove di resistenza a compressione a 7 giorni.

RESISTENZA A COMPRESSIONE – 7 giorni	
Numero progressivo	3
Carico [kg]	120500
Resistenza rc [MPa]	52.169
Resistenza rcm [MPa]	52.169

Tabella 4.27 Risultati delle prove di resistenza a compressione a 28 giorni.

RESISTENZA A COMPRESSIONE – 28 giorni		
Numero progressivo	1	2
Carico [kg]	129500.00	161000.00
Resistenza rc [MPa]	56.44	69.70
Resistenza rcm [MPa]	63.07	

Tabella 4.28 Risultati della prova a trazione indiretta .

PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA O BRASILIANA			
Numero progressivo	5	6	7
Carico [kg]	16700	14600	16500
σ_t [Mpa]	5.217	4.561	5.155
σ_t^m [Mpa]	4.98		

4.3.2.3. Modulo elastico

Per quanto riguarda la determinazione del modulo elastico, si sono svolte le prove indicate dalla norma UNI-En 12390-13 (come indicato nei paragrafi precedenti).

Nello specifico viene in seguito riportata l'elaborazione svolta su di un singolo provino; lo studio è stato svolto su altri 3 provini per questa miscela di calcestruzzo.

Tabella 4.29 Determinazione di σ_b media.

σ_b media	$\sigma_{b,0}$ [N]	$\sigma_{b,1}$ [N]	$\sigma_{b,2}$ [N]	σ_b^m [N]
	48479.23	47353.77	46966.65	47599.89

Tabella 4.30 Determinazione di σ_a media.

σ_a media	$\sigma_{a,1}$ [N]	$\sigma_{a,2}$ [N]	$\sigma_{a,3}$ [N]	σ_a^m [N]
	159250.36	161081.17	161319.23	160550.26

Le etichette DD1, DD2 e DD3 fanno riferimento ai 3 sensori

Tabella 4.31 Elaborazione delle deformazioni.

Elaborazione delle deformazioni								
	$\varepsilon_{b,0}$ [mm]	$\varepsilon_{b,0}^m$ [mm]	$\varepsilon_{b,2}$ [mm]	$\varepsilon_{b,2}^m$ [mm]	$\varepsilon_{a,1}$ [mm]	$\varepsilon_{a,1}^m$ [mm]	$\varepsilon_{a,3}$ [mm]	$\varepsilon_{a,3}^m$ [mm]
DD1	-0.00009	0.00011	-	0.00014	-	0.00042	-	0.00043
DD2	-0.00014		0.00012		0.00042		0.00044	
DD3	-0.00011		0.00016		0.00043		0.00044	
			0.00014		0.00040		0.00042	

$$E_{C,0} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,1} - \varepsilon_{b,0}} = 47113 \text{ MPa}$$

$$E_{C,S} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{b,2}} = 48887 \text{ MPa}$$

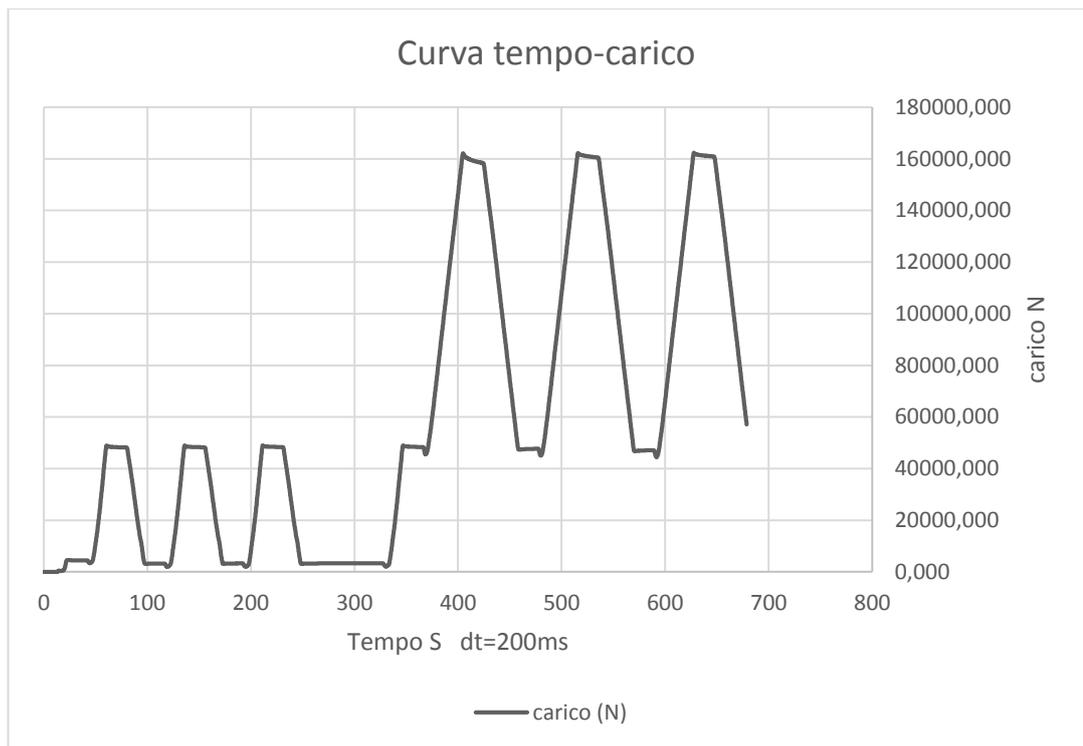


Figura 4.39 Storia di carico relativa alla prova svolta.

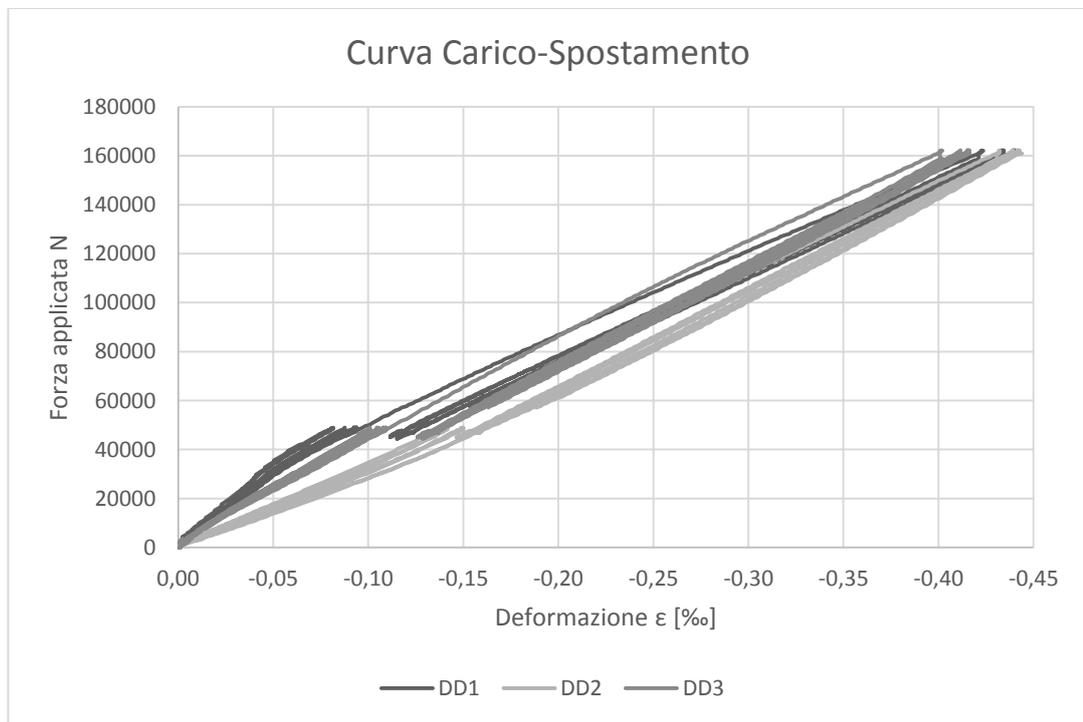


Figura 4.40 Curva carico spostamento.

4.3.2.4. Diagramma di rottura

I dati qui riportati sono stati presi direttamente dai sensori della pressa e mostrano il comportamento a rottura del campione analizzato. Nel primo grafico si è preso in considerazione come valore di deformazione lo spostamento della traversa della pressa stessa, in modo da avere un'indicazione del comportamento deformativo del campione di calcestruzzo.

Carico di rottura	486324.8	N
Corrispondente tensione sul provino	61.95	MPa



Figura 4.41 Curva tempo-spostamento traversa.

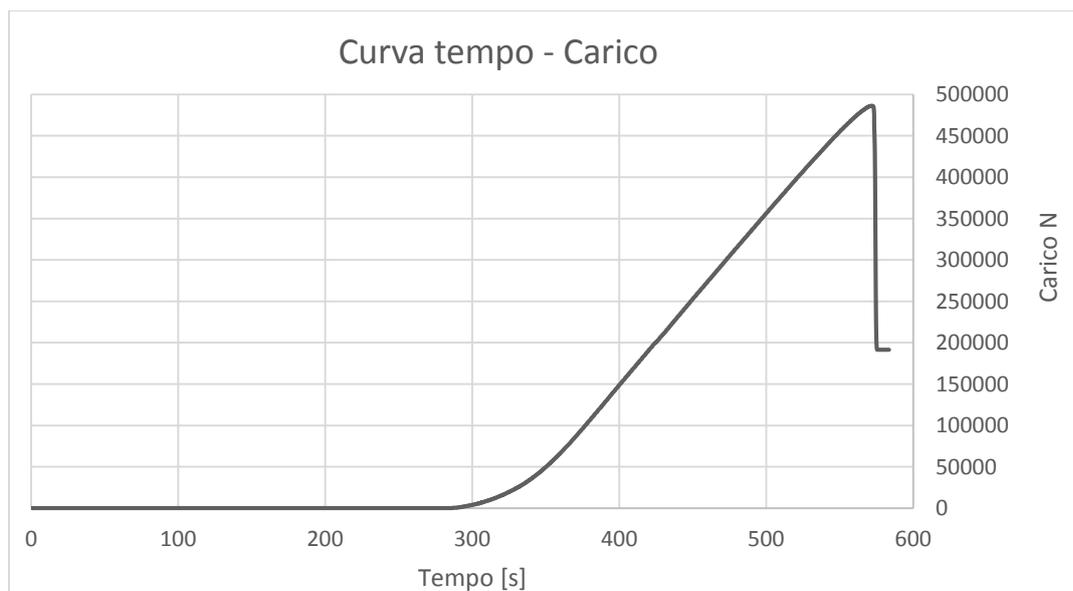


Figura 4.42 Curva tempo-carico.

4.3.2.5. Tabella riassuntiva

Di seguito sono riportate le caratteristiche medie riguardanti la miscela E1.

Tabella 4.32 Caratteristiche medie miscela E1.

Caratteristiche Meccaniche	Miscela E1 – Mix 2 EAF
Peso specifico [Kg/m ³]	2874.52
R _{cm} [MPa]	63.07
F _{cm} [MPa]	62.71
F _{tm} [MPa]	4.98
E _{csm} [Mpa]	48420

4.3.3. Miscela E2

Come detto in precedenza, questa miscela corrisponde a quella utilizzata nella pubblicazione riportata al paragrafo 3.1.2, realizzata sempre all'interno del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli Studi di Padova.

4.3.3.1. Composizione della miscela

Tabella 4.33 Composizione miscela E2

D_{max} (mm)	22.4
V_i (l)	683
C (%)	13.02
$\rho_{(5\% \text{ air})}$ (t/m^3)	2.950
Cement CEM II-A/L 42.5R (kg)	317
Water (kg)	165
Total EAF slag s.s.d. fractions (kg)	2111
Total natural aggregate s.s.d. fractions (kg)	361
Fluidifying agent (kg)	1.268
Aerating additive (g)	51

4.3.3.2. Caratteristiche meccaniche

Tabella 4.34 Resistenza a compressione.

Mix type	Volume mass (t/m^3)	$f_{c,cube}$ (MPa)	$f_{cm,cube}$ (MPa)
With EAF slag	2.976	43.7	42.3
With EAF slag	2.976	44.8	
With EAF slag	2.985	41.9	
With EAF slag	2.981	40.8	
With EAF slag	2.976	40.6	
With EAF slag	(2.940)	(34.0)	

Tabella 4.35 Resistenza a trazione (prova brasiliana).

Indirect tensile strength test by splitting after 28 days			
Mix type	Volume mass (t/m^3)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)
With EAF slag	2.955	3.38	3.12
With EAF slag	2.933	3.44	
With EAF slag	2.834	3.12	
With EAF slag	2.938	2.75	
With EAF slag	2.872	2.88	

Tabella 4.36 Modulo elastico

Compression Young's modulus test after 28 days		
Mix type	E_c (MPa)	$E_{cm,exp}$ (MPa)
With EAF slag	29,419	30,693
With EAF slag	30,290	
With EAF slag	30,077	
With EAF slag	31,918	
With EAF slag	31,761	

4.3.3.3. Tabella riassuntiva

Tabella 4.37 Caratteristiche medie miscela E2.

Caratteristiche Meccaniche	Miscela E2
Peso specifico [Kg/m ³]	2906.40
R_{cm} [MPa]	42.30
F_{cm} [MPa]	35.10
F_{tm} [MPa]	3.12
E_{csm} [Mpa]	30693

5. Dimensionamento del nodo

5.1. Contestualizzazione dell'elemento di prova

Dopo aver definito i tre mix design di progetto (stabilendo sperimentalmente le rispettive resistenze e moduli elastici) si è proceduto al dimensionamento dei tre elementi costruttivi trave-colonna.

Per fare questo, si è fatto riferimento al nodo N°5 del primo impalcato di un edificio ad uso commerciale, la cui struttura è regolare sia in pianta che in altezza.

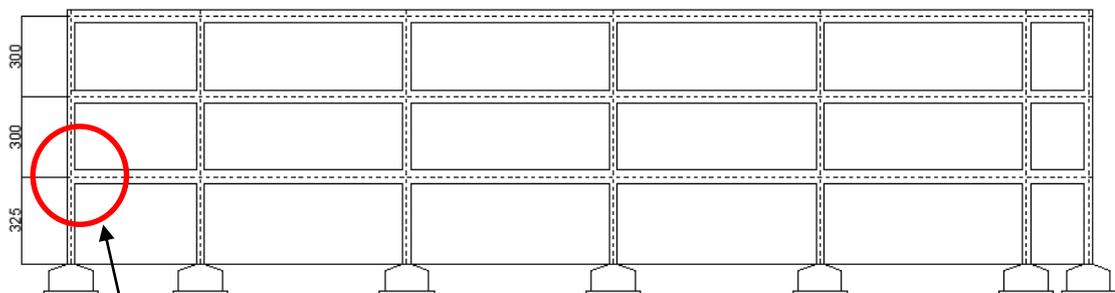
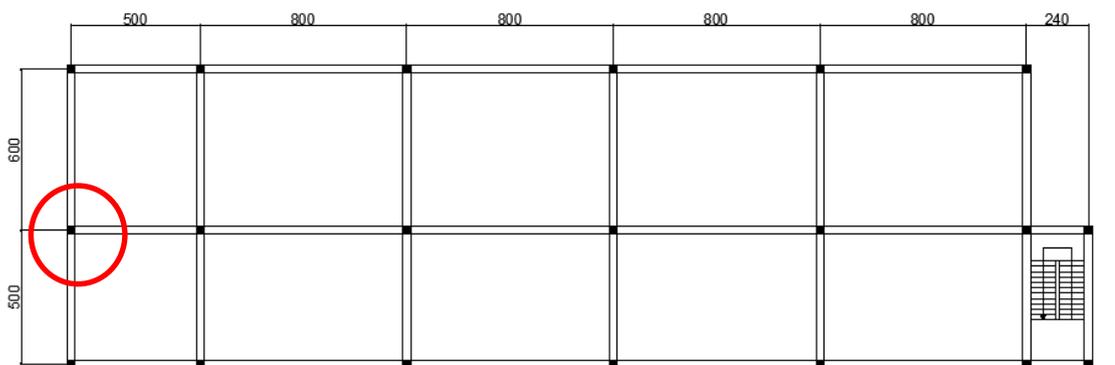
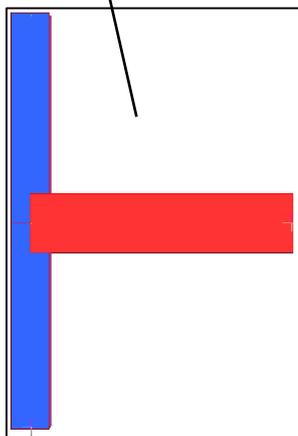


Figura 5.1 Prospetti fabbricato e particolare nodo estrapolato.



5.1.1. Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi è stata svolta per l'area di influenza afferente al pilastro 5.

- Copertura

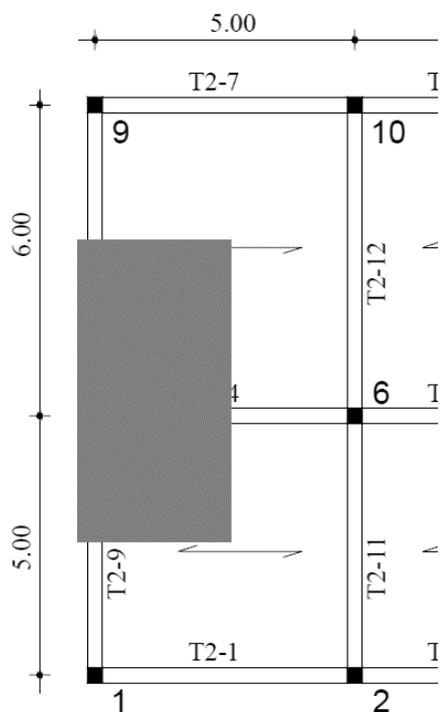


Figura 5.2 Area d'influenza del pilastro.

Tabella 5.1 Analisi carichi copertura.

Area d'influenza		5.50 m x 2.50 = 13,75mq				
Carico di copertura	Tipo di carico	Inf	Peso	QK [kN]	γ_{slu}	Qd [kN]
Solaio	g	13.75	3.00	41.25	1.30	53.63
Travi portanti	g	5.50	3.50	19.25	1.30	25.03
Travi a spessore	g	2.50	3.00	7.50	1.30	9.75
Variabile	q	13.75	0.90	12.38	1.50	18.56

- **Secondo impalcato**

Tabella 5.2 Analisi carichi secondo impalcato.

Area d'influenza		5.50 m x 2.50 = 13,75mq				
carico piano 2°	tipo di carico	Inf	Peso	QK	γ_{slu}	Qd
Solaio interno	g	13.75	4.00	55.00	1.30	71.50
Travi portanti	g	5.50	3.50	19.25	1.30	25.03
Travi a spessore	g	2.50	3.00	0.00	1.30	0.00
Tamponature	g	5.50	2.50	13.75	1.30	17.88
Variabile int.	q	13.75	2.00	27.50	1.50	41.25

- **Primo impalcato**

Tabella 5.3 Analisi carichi primo impalcato.

Area d'influenza		5.50 m x 2.50 = 13,75mq				
carico piano 1°	tipo di carico	Inf	Peso	QK	γ_{slu}	Qd
Solaio interno	g	13.75	4.00	55.00	1.30	71.50
Travi portanti	g	5.50	3.50	19.25	1.30	25.03
Travi a spessore	g	2.50	3.00	0.00	1.30	0.00
Tamponature	g	5.50	2.50	13.75	1.30	17.88
Variabile int.	q	13.75	2.00	27.50	1.50	41.25
					tot Nsd slu	418.26

Una volta definito il carico assiale di circa 400 KN da applicare al pilastro si è deciso di analizzare un possibile carico orizzontale valutando, attraverso un'analisi statica lineare, quale fosse l'azione più gravosa a cui potrebbe essere sottoposto questo nodo localizzando l'edificio in una zona ad alta sismicità; la zona scelta è il comune di Gemona del Friuli (UD).

Utilizzando l'applicazione "Spettri NTC" è possibile ottenere i seguenti parametri da utilizzare nell'analisi statica lineare.



Figura 5.3 Risultati da Spettri NTC – fase1.



Figura 5.4 Risultati da Spettri NTC – fase2.

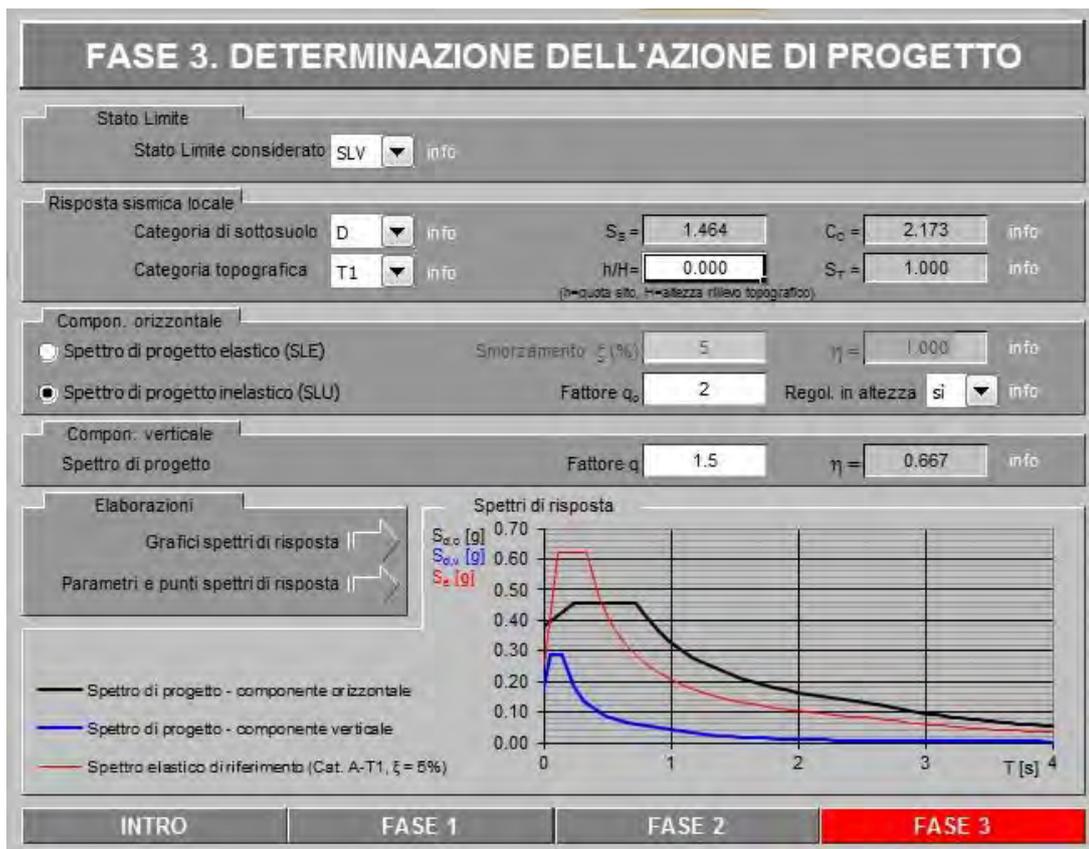


Figura 5.5 Risultati da Spettri NTC – fase3.

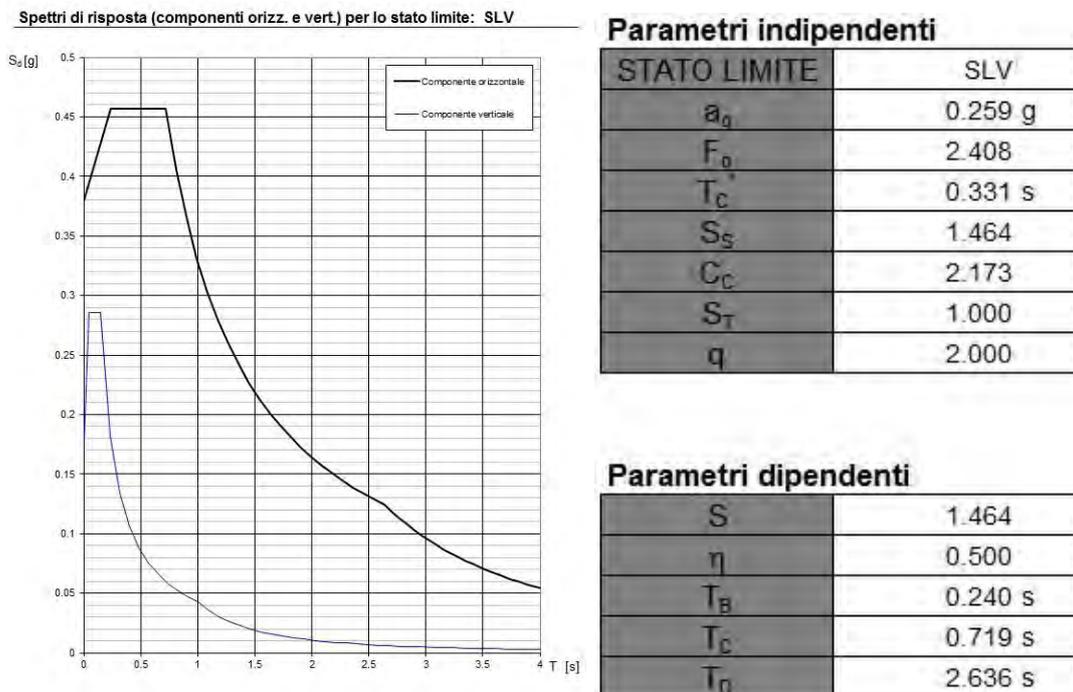


Figura 5.6 Spettri di risposta NTC e parametri di calcolo.

Come valore del fattore di struttura è stato scelto in via cautelativa il valore 2. Per quanto riguarda l'edificio in questione il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame vale (NTC 2008 7.3.3.2):

$$T_1 = C_1 * H^{\frac{3}{4}} = 0.075 * 9.25^{\frac{3}{4}} = 0.398 \text{ s}$$

Da cui:

$$S_d(T_1) = 2.238 \text{ m/s}^2$$

I pesi dei due impalcati, valutando tutti gli elementi dell'edificio e considerando afferente ad ogni impalcato il peso del semipiano inferiore e superiore, valgono:

$$w_{cop} = 4560.4 \text{ kN}$$

$$w_{2piano} = 6904.5 \text{ kN}$$

$$w_{1piano} = 6904.5 \text{ kN}$$

Come da normativa la forza da applicare ad ogni impalcato è data da:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

In questo caso:

$$F_h = 4175.4 \text{ kN}$$

Quindi le forze di piano risultano :

$$F_{cop} = 1663.7 \text{ kN}$$

$$F_{2^\circ \text{ piano}} = 1674.4 \text{ kN}$$

$$F_{1^\circ \text{ piano}} = 837.2 \text{ kN}$$

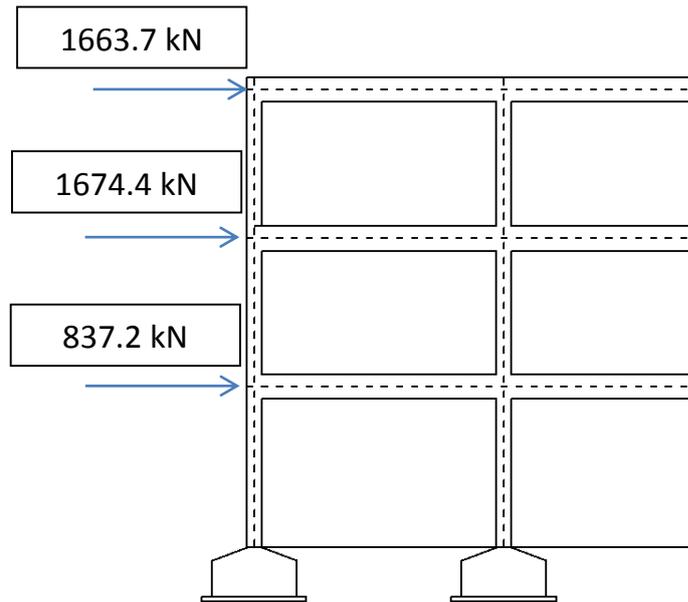


Figura 5.7 Carichi sismici applicati al piano.

Essendo la struttura di pianta regolare ed avendo tutti i pilastri della stessa dimensione la forza a cui è soggetto ogni pilastro è data da:

$$F_{pil_{cop}} = \frac{1663.4}{20} = 83.2 \text{ kN}$$

$$F_{pil_{2^\circ \text{ piano}}} = \frac{1674.4}{20} = 83.7 \text{ kN}$$

$$F_{pil_{1^\circ \text{ piano}}} = \frac{837.2}{20} = 41.9 \text{ kN}$$

Dove 20 è il numero dei pilastri considerati.

Data la geometria dei campioni da portare a rottura, ed essendo il punto il punto di applicazione del carico orizzontale localizzato a metà dell'altezza di interpiano, si è deciso di utilizzare come valore della forza da applicare, la media delle due sollecitazioni riportate precedentemente, approssimando per eccesso.

$$F_{nodo} = \frac{F_{pil_2} + F_{pil_1}}{2} = \frac{83.7 + 41.9}{2} = 62.8 \text{ kN} \cong 70 \text{ kN}$$

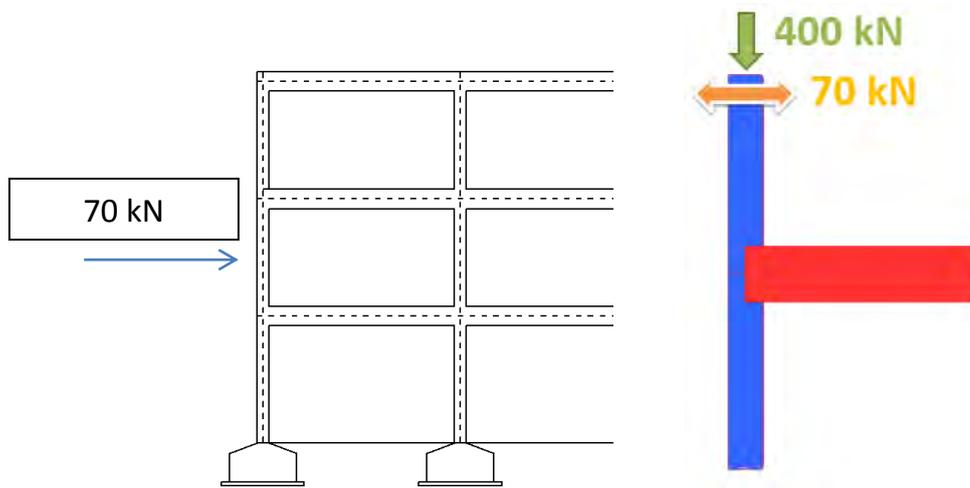


Figura 5.8 Carico sismico risultante alla sommità del pilastro.

Queste sono le sollecitazioni con le quali è stato dimensionato l'elemento trave-colonna.

5.2. Caratteristiche dei nodi

Definito il telaio di riferimento le dimensioni dei provini da realizzare sono:

- Pilastro : Altezza 410 cm
Sezione 30x30 cm
- Trave : Lunghezza 250 cm
Sezione 30x50 cm

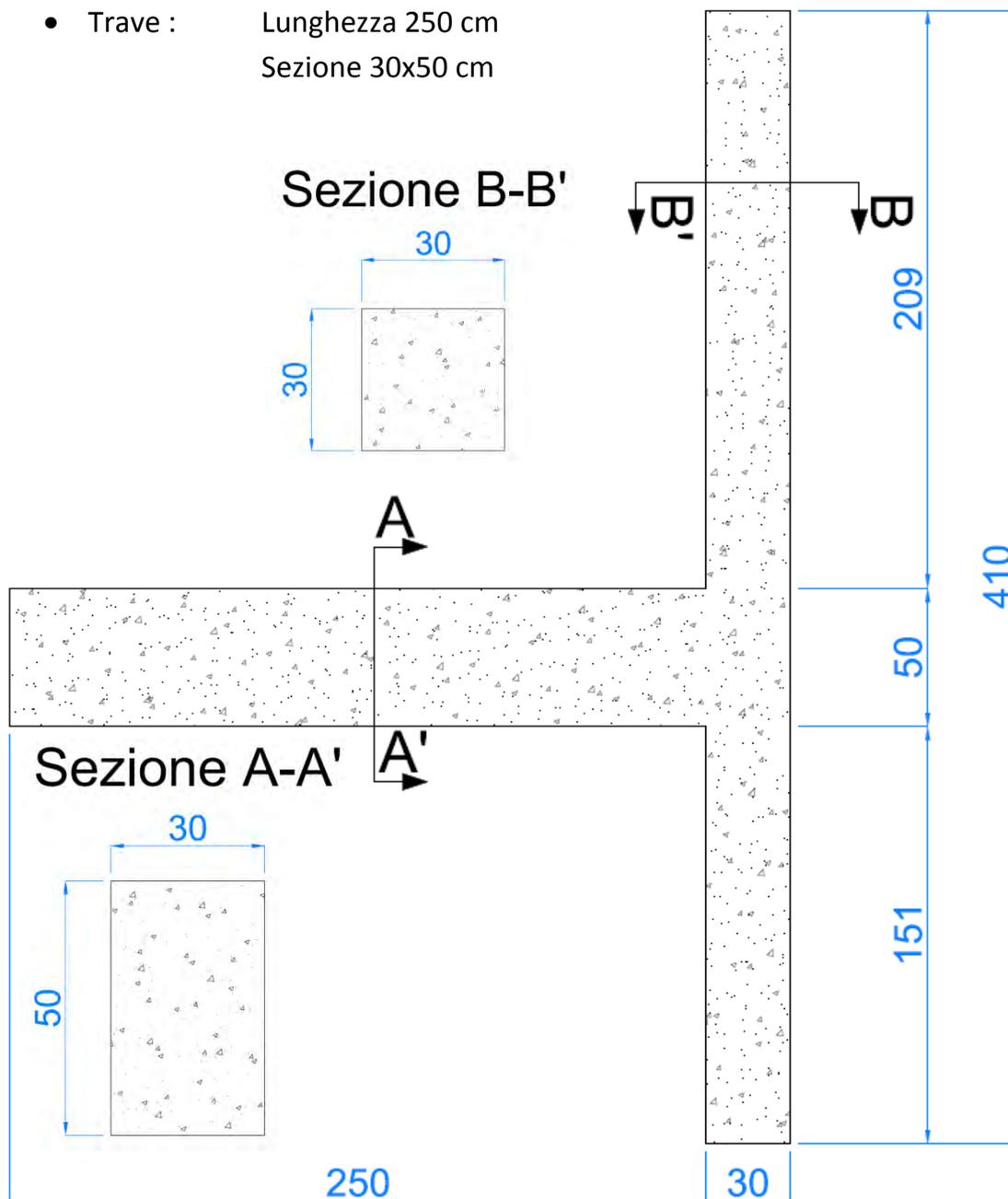


Figura 5.9 Dimensioni nodo.

5.3. Azioni agenti sul nodo

Per avere un termine di confronto di sicurezza si è deciso di effettuare un'analisi preliminare utilizzando come forza orizzontale un carico di 100 kN (valore raggiungibile dai martinetti a disposizione), in modo da capire quali possano essere le sollecitazioni massime compatibili con gli strumenti a disposizione.

In secondo luogo si è analizzata la condizione di carico orizzontale pari a 70 kN, che ha portato al dimensionamento delle armature

Vengono di seguito riportate le analisi delle sollecitazioni ottenibili tramite 2 condizioni di carico:

1. Condizione 1: $N = 400 \text{ kN}$
 $T = \pm 100 \text{ kN}$

2. Condizione 2: $N = 400 \text{ kN}$
 $T = \pm 70 \text{ kN}$

Nella seguente immagine sono rappresentate le distanze di applicazione del carico tramite le quali sono state ricavate le azioni sollecitanti successivamente descritte.

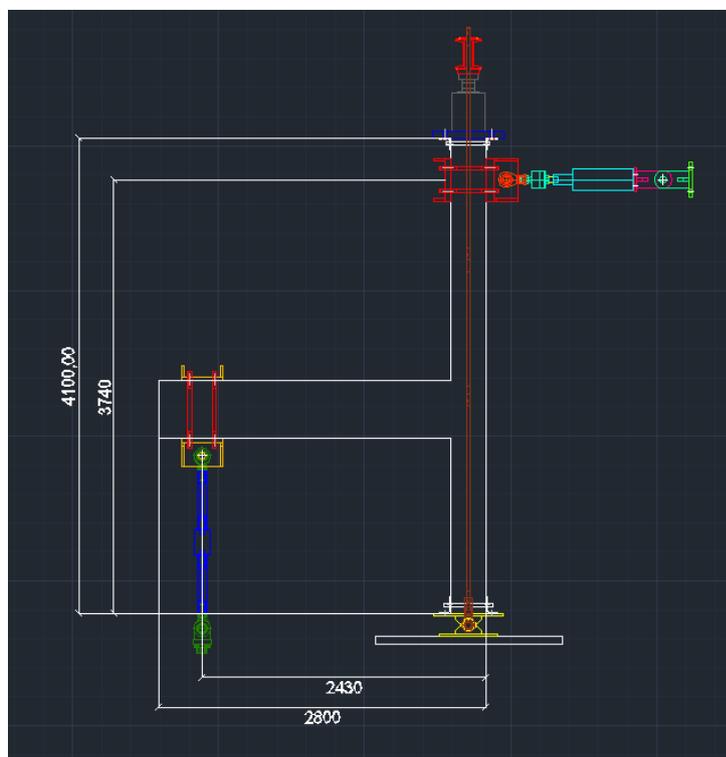


Figura 5.10 Misure di applicazione del carico.

5.3.1. Condizione 1

5.3.1.1. Sforzo Assiale



Figura 5.11 Sforzo assiale in fase di spinta.

Massima sollecitazione Normale:

- Trave: 0 kN
- Pilastro: 582,21 kN



Figura 5.12 Sforzo assiale in fase di tiro.

5.3.1.2. Sforzo Tagliante



Figura 5.13 Diagramma di taglio in fase di spinta.

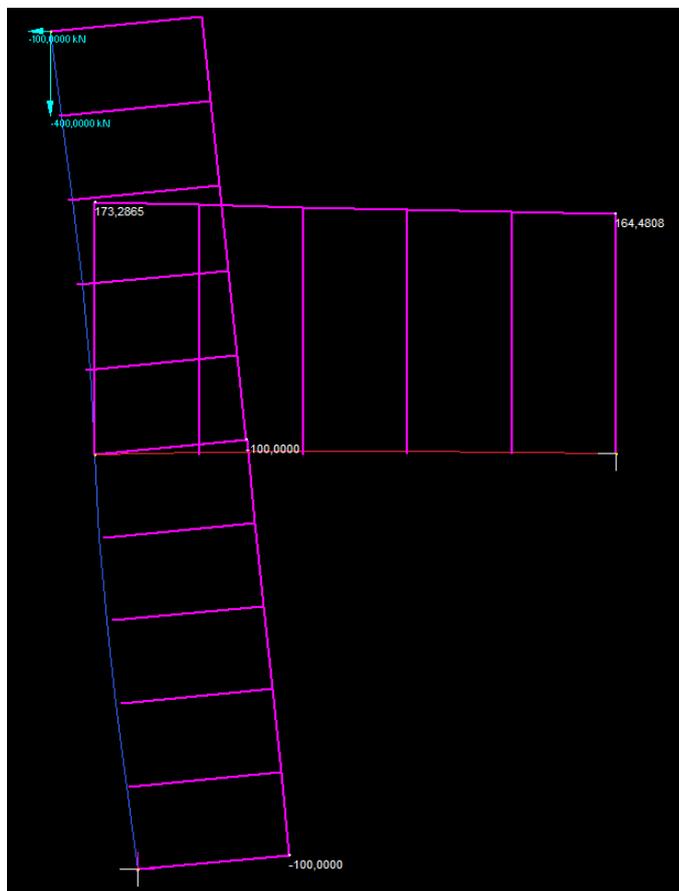


Figura 5.14 Diagramma di taglio in fase di tiro

Massima sollecitazione di Taglio:

- Trave: 173,27 kN
- Pilastro: 100,00 kN

5.3.1.3. Momento

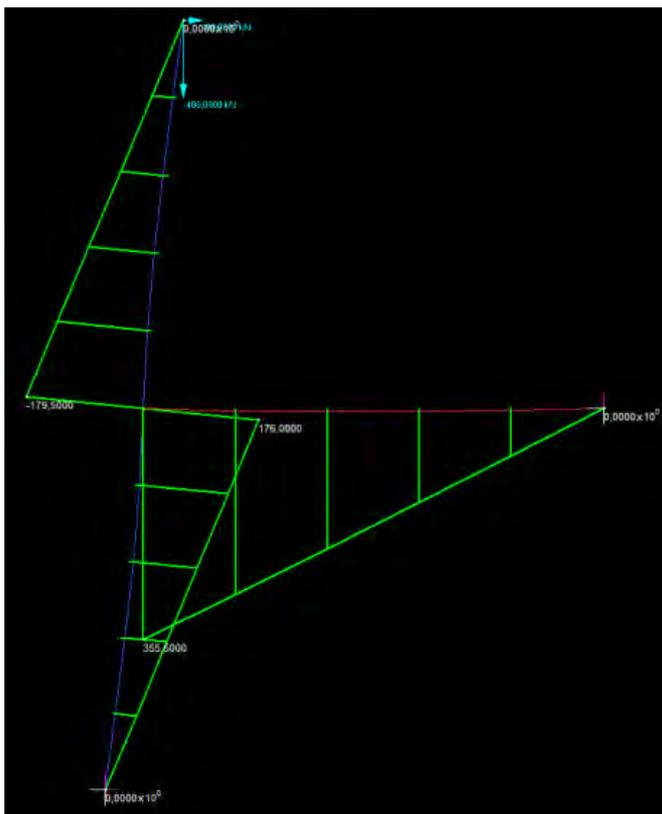


Figura 5.15 Diagramma momenti in fase di spinta.

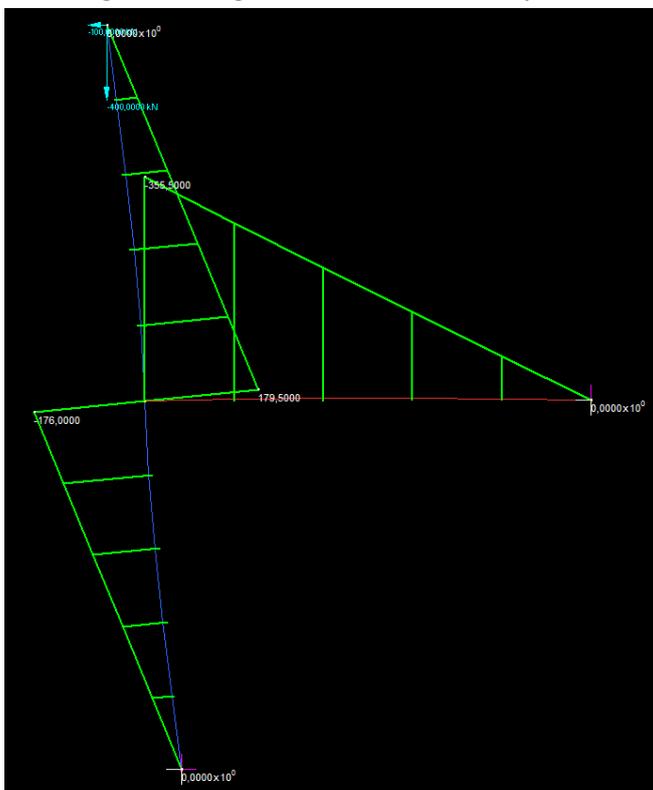


Figura 5.16 Diagramma momenti in fase di tiro

Massima sollecitazione Flettente:

- Trave: 355,50 kNm
- Pilastro: 179,50 kNm

5.3.1.4. Sforzo Assiale

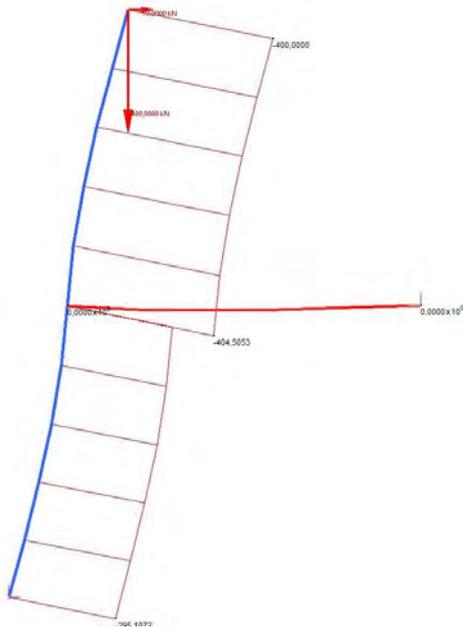


Figura 5.17 Diagramma azione assiale in fase di compressione

Massima sollecitazione Normale:	
Trave:	0 kN
Pilastro:	531.54 kN

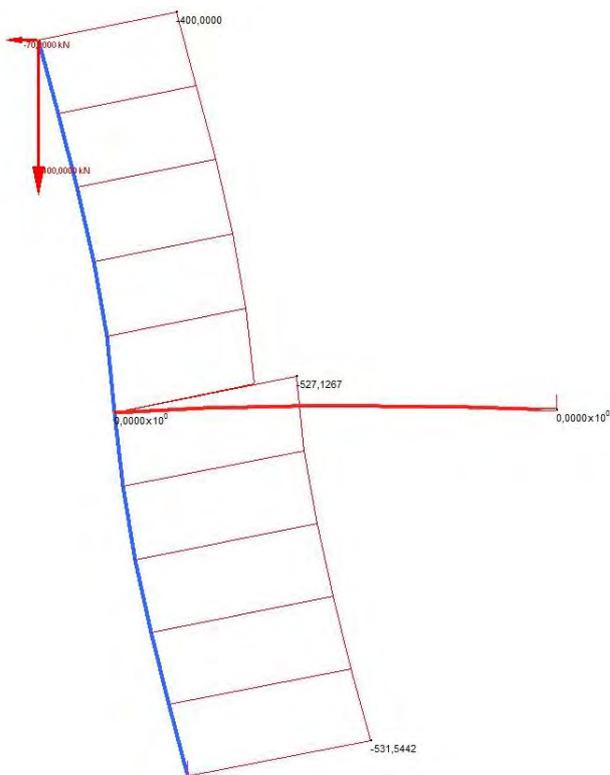


Figura 5.18 Diagramma azione assiale in fase di tiro (cond.2).

5.3.1.5. Sforzo Tagliante

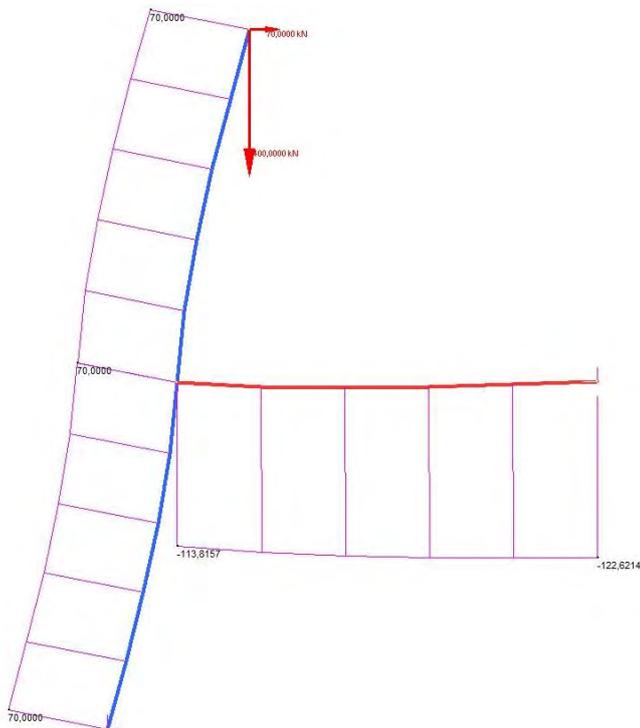


Figura 5.19 Diagramma di taglio in fase di spir

Massima sollecitazione di Taglio:

- Trave: 122.62 kN
- Pilastro: 70 kN

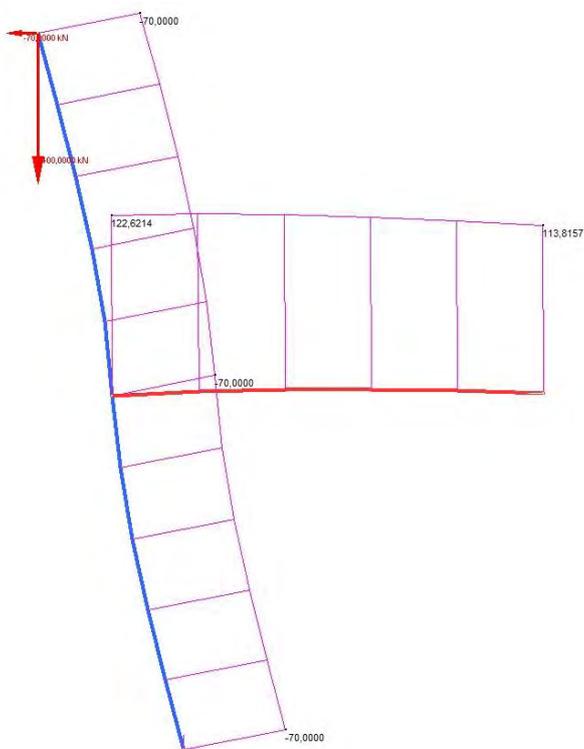


Figura 5.20 Diagramma di taglio in fase di tiro (cond.2).

5.3.1.6. Momento

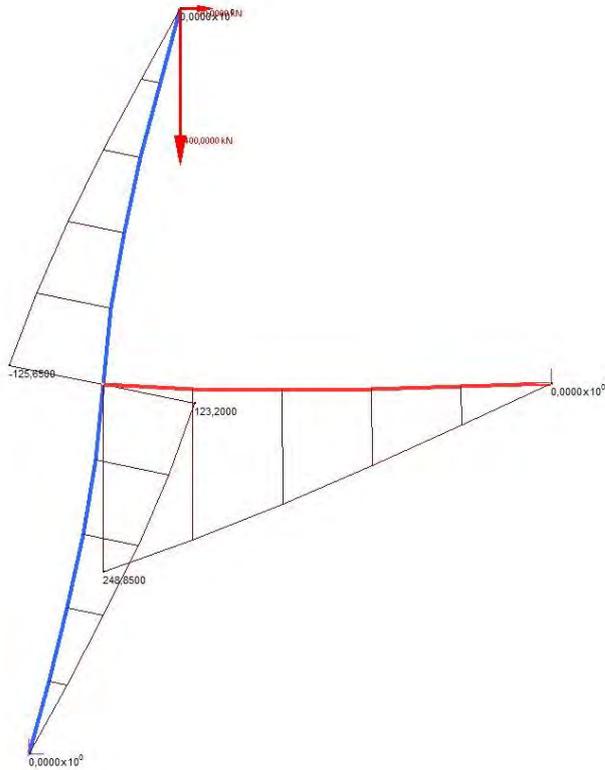


Figura 5.21 Diagramma momenti in fase

Massima sollecitazione Flettente:

- Trave:
248.85 kNm
- Pilastro:
125.65 kNm

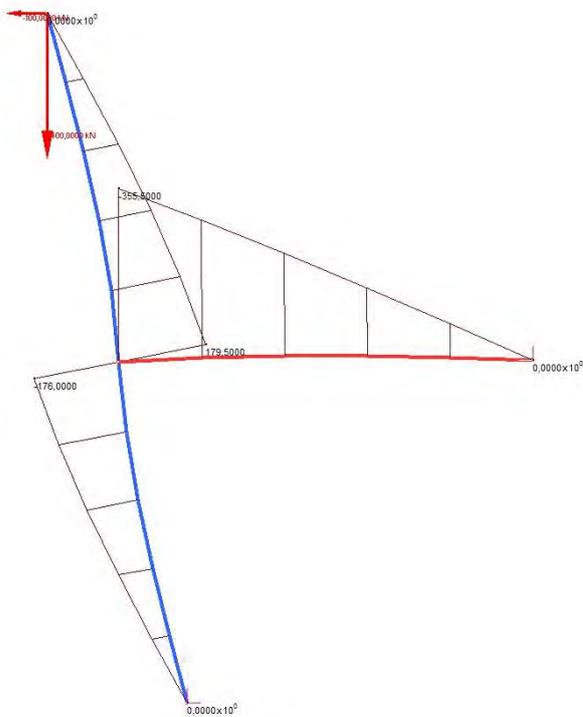


Figura 5.22 Diagramma momenti in fase di tiro (cond. 2).

5.4. Armature

Per quanto riguarda l'armatura del nodo, si è scelto di dimensionarla seguendo le indicazioni della gerarchia delle resistenze, ovvero progettando per avere una maggiore resistenza flessionale del pilastro rispetto alla trave, in modo da localizzare la cerniera plastica sulla trave stessa, subito dopo la zona critica adiacente al nodo.

Mentre per quanto riguarda la duttilità, si è deciso di seguire le limitazioni geometriche e di armatura della CD "B", essendo questa la classe di duttilità che viene considerata per la progettazione sismica della maggior parte delle strutture civili (NTC 08 § 7.4).

Inoltre, essendo lo scopo della sperimentazione quello di valutare il comportamento del calcestruzzo, utilizzare la CD "A" avrebbe significato dover inserire una maggior quantità di acciaio nel nodo, che ne avrebbe cambiato il comportamento alle sollecitazioni cicliche, risultando più duttile.

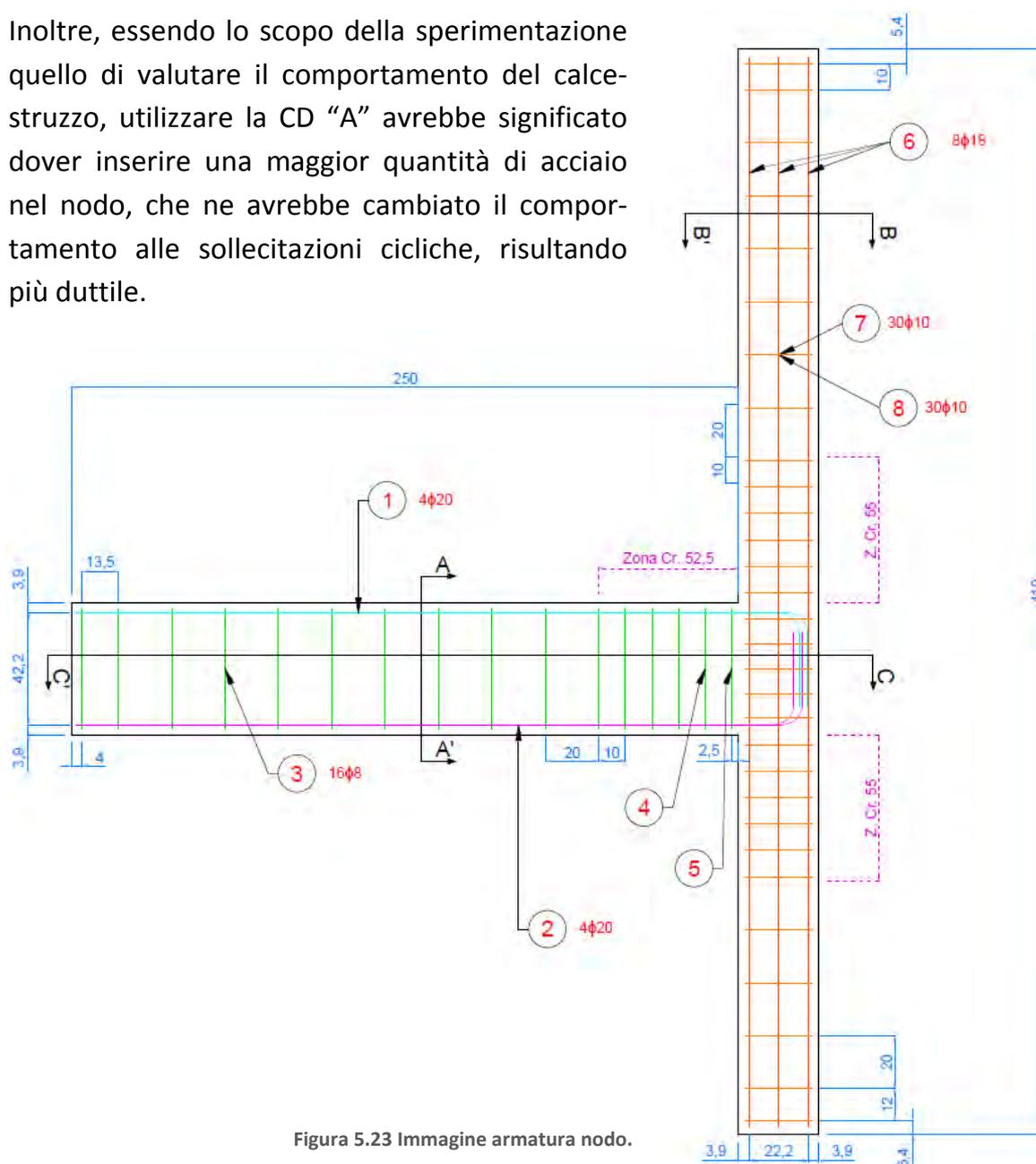


Figura 5.23 Immagine armatura nodo.

5.4.1. Armatura trave

Come mostrato nelle figure seguenti l'armatura della trave si compone di :

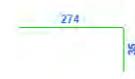
- Armatura longitudinale: 4 Φ 20 superiori e 4 Φ 20 inferiori, tutti piegati nella parte terminale che si inserisce nel nodo;
- Armatura trasversale: 18 Φ 8, di cui 6 posti a passo 10 cm nella zona critica in prossimità del nodo, mentre i restanti hanno passo 20 cm.

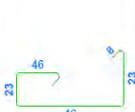


Figura 5.24 Immagine armatura trave.

Tabella 5.4 Distinta ferri trave.

Distinta Ferri - TRAVE								
Pos.	Schema (cm)	Nome Elementi	Diametro (mm)	Numero totale	Lunghezza (cm)	Lunghezza totale (m)	Peso (kg)	Peso totale (kg)
1		INF 1	20	1	303,5	3,03	7,48	29,76
		INF 2 - 3	20	2	300	6,0	14,78	
		INF 4	20	1	303,5	3,03	7,48	

2		SUP 1	20	1	305,5	3,06	7,55	30,09
		SUP 2 - 3	20	2	303,5	6,08	14,99	
		SUP 4	20	1	305,5	3,06	7,55	

3		Staffa Trave	8	14	160	24,36	9,62	10,85
4		Staffa Trave Vicino al nodo	8	1	157	1,57	0,62	
5		Staffa Trave Vicino al nodo	8	1	154	1,54	0,61	

5.4.1.1. Armatura Longitudinale

Di seguito sono indicate le posizioni e le specifiche di tutte le barre componenti l'armatura longitudinale.

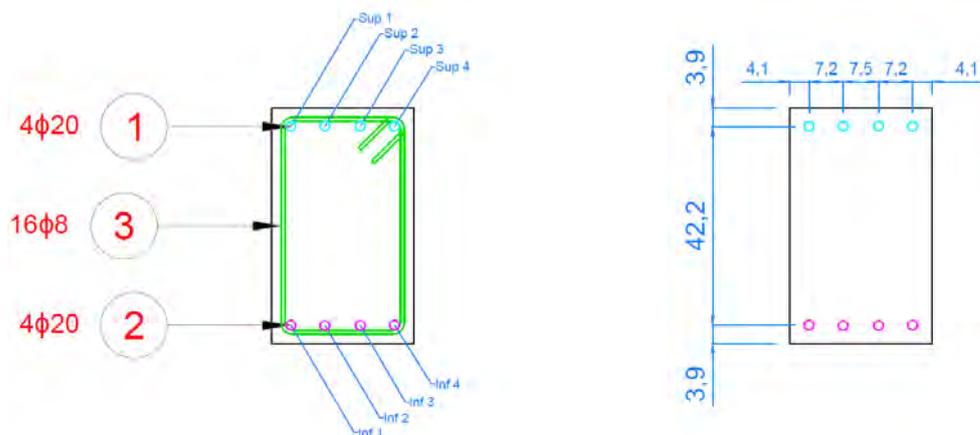


Figura 5.25 Armatura longitudinale trave.

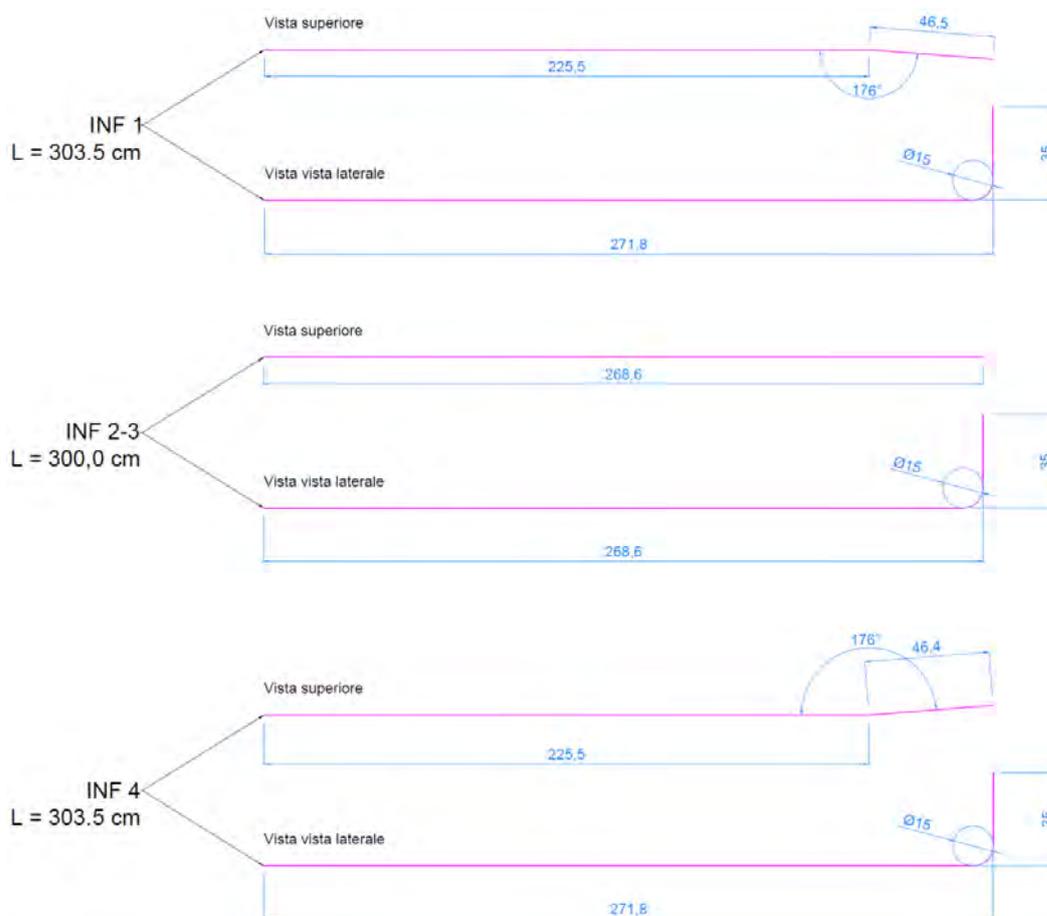


Figura 5.26 Particolare armatura longitudinale inferiore trave.

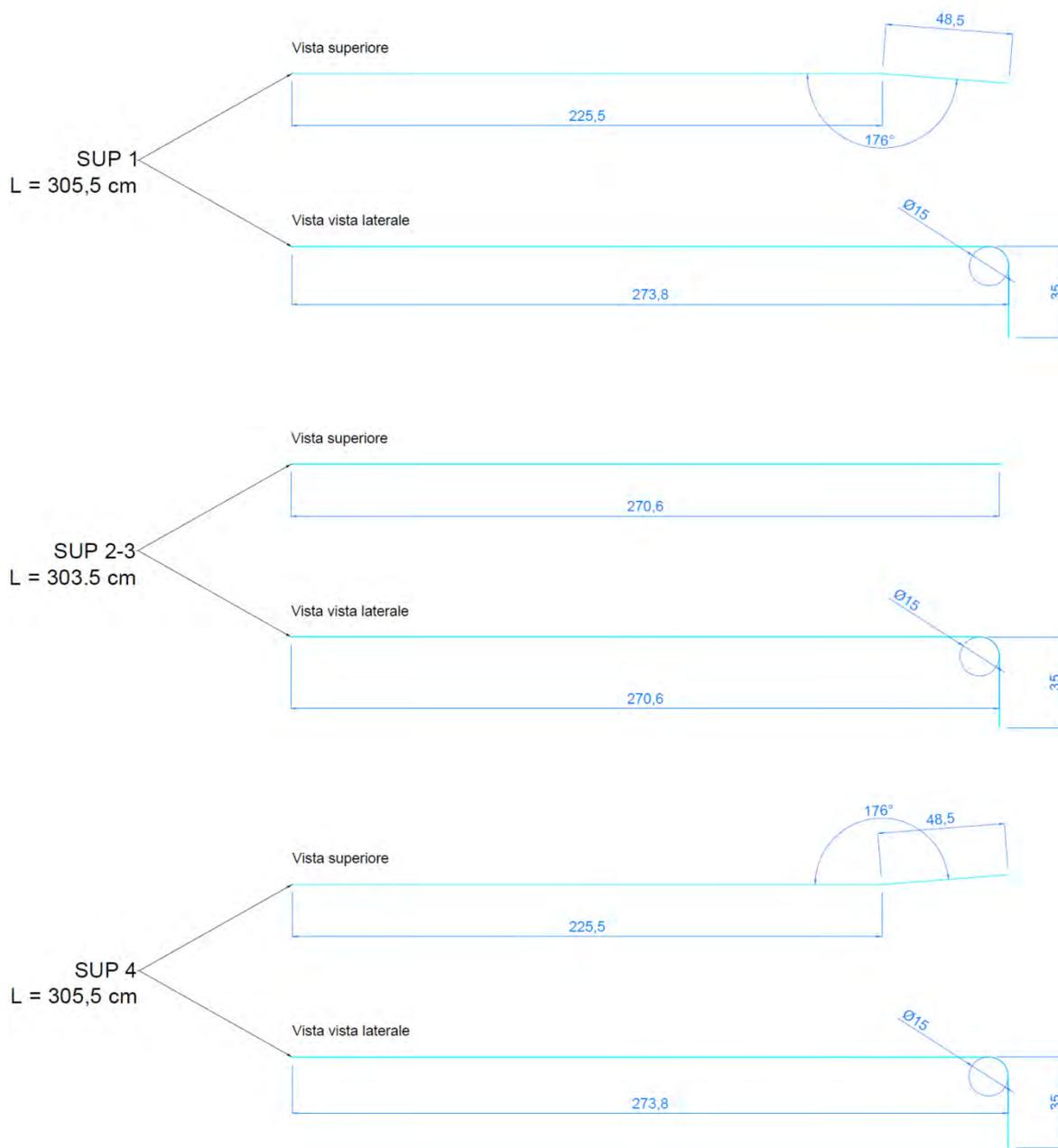


Figura 5.27 Particolare armatura longitudinale superiore trave.

5.4.1.2. Armatura Trasversale

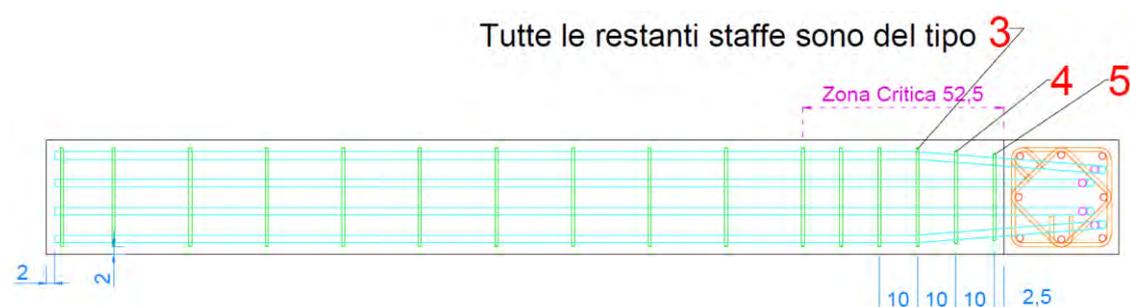
La staffatura della trave si compone di 3 tipi diversi di staffe:

- 14 staffe di tipo 3;
- 1 staffa di tipo 4;
- 1 staffa di tipo 5.

Questa differenziazione è stata necessaria per poter seguire la sagomatura dei ferri longitudinali mentre entrano nel nodo, mantenendo sempre lo stesso livello di resistenza a taglio e confinamento.

Nell'immagine seguente si può vedere la sezione verticale del nodo con indicate tutte le staffe e l'inserimento dei ferri longitudinali nel nodo.

Nella zona critica le staffe hanno passo 10 cm, mentre nel resto della trave il passo è di 20 cm.



- Sezione A-A' con dettaglio delle armature

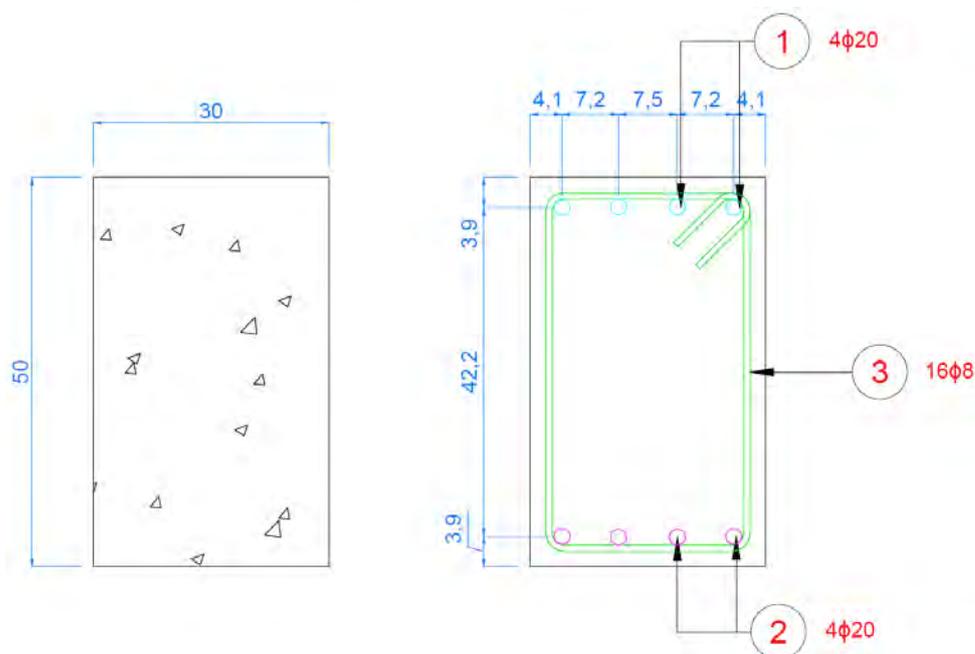
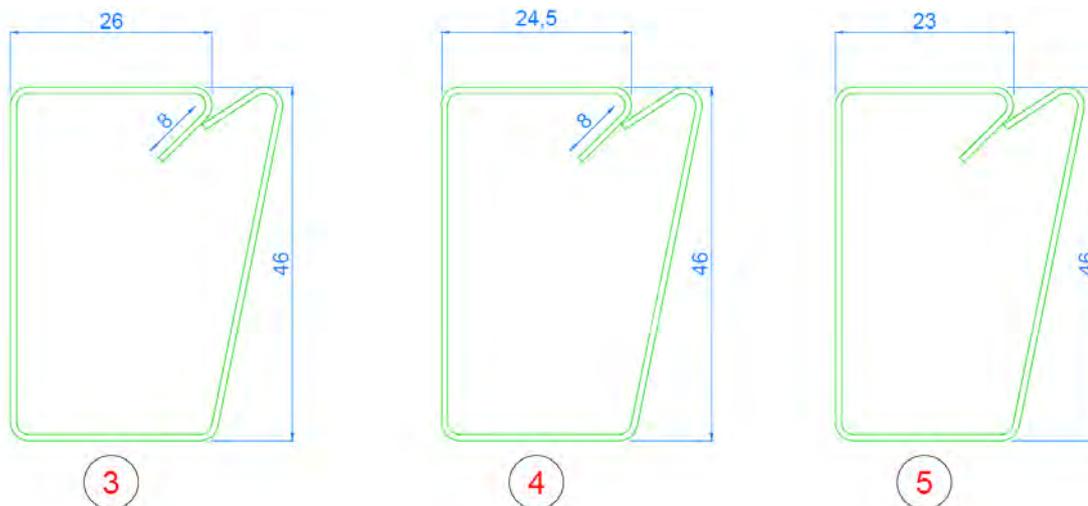


Figura 5.28 Armature trasversali trave.

- Tipologia delle staffe.



- Dettaglio piegature.

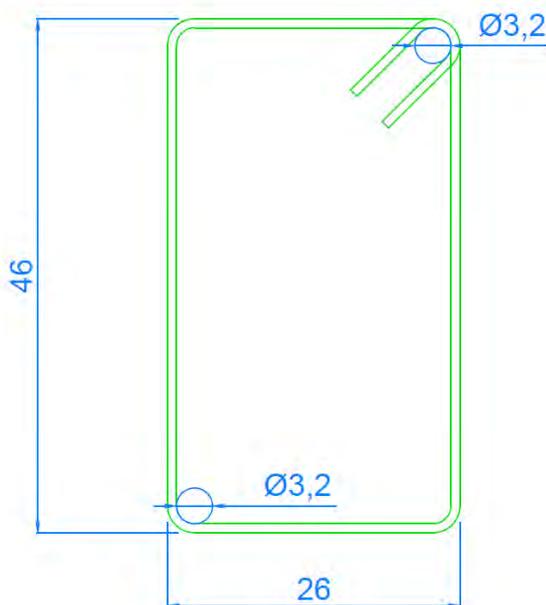


Figura 5.29 Particolari armature trasversali trave.

5.4.2. Armatura pilastro

Come mostrato nelle figure seguenti l'armatura del pilastro, di sezione 30x30 cm, si compone di :

- Armatura longitudinale:
 $8\Phi 18$ (tipo 6)
- Armatura trasversale:
 $30\Phi 10$ di tipo 7

e

$30\Phi 10$ di tipo 8, sovrapposti a formate una staffatura a 4 bracci, posti a passo 10 cm nella zona critica e a passo 20 cm nel resto del pilastro.

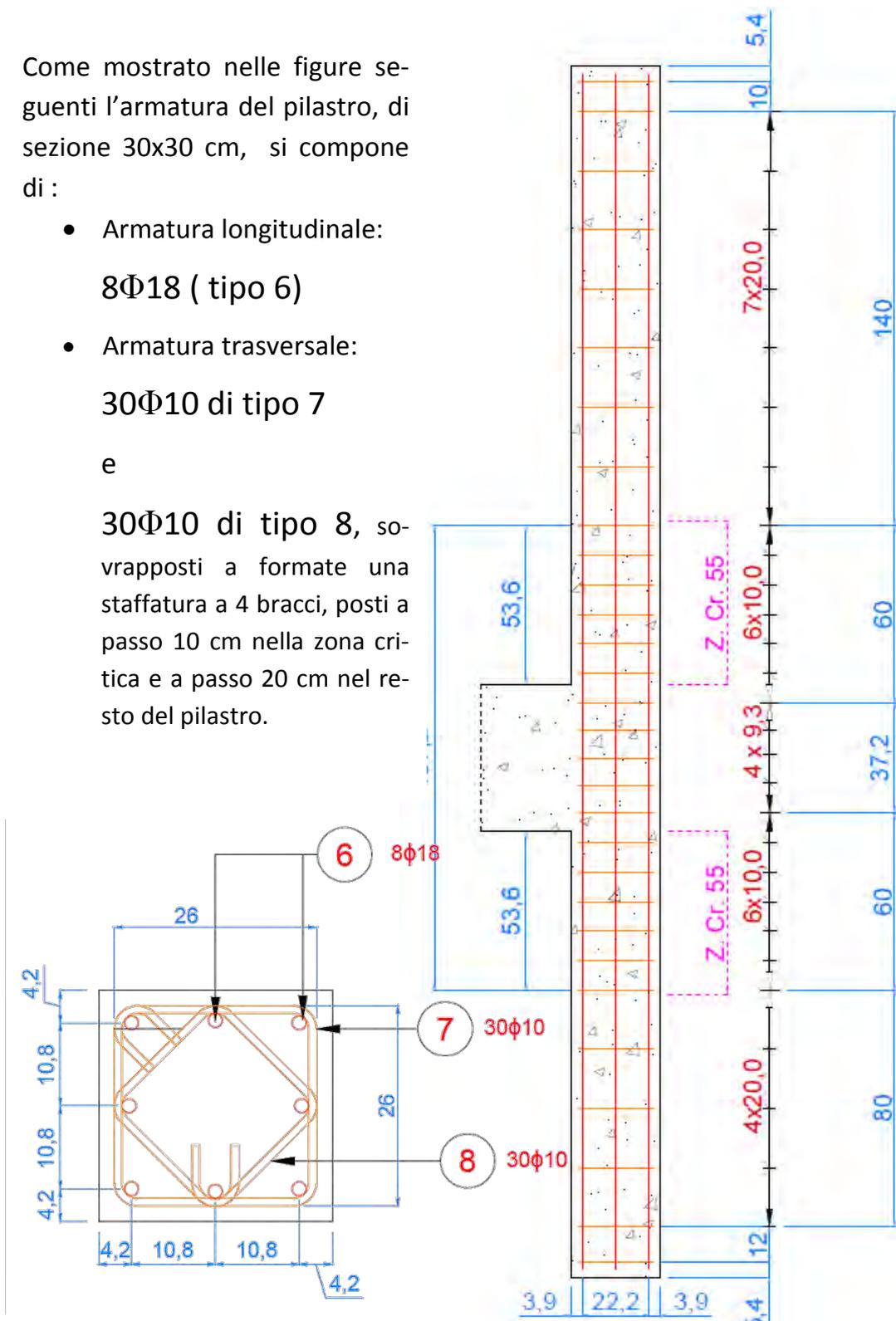
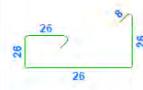
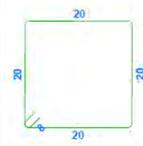


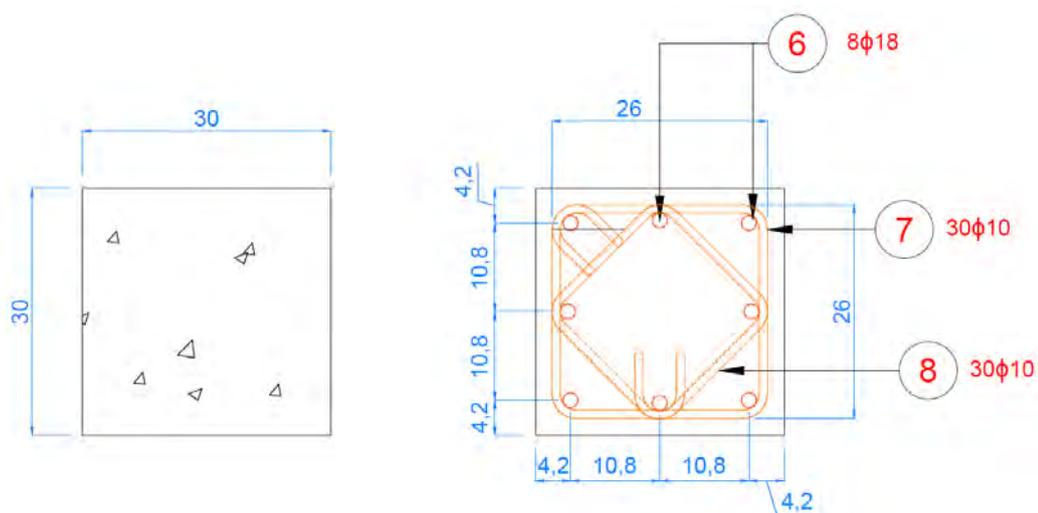
Figura 5.30 Armatura colonna.

Tabella 5.5 Distinta ferri colonna.

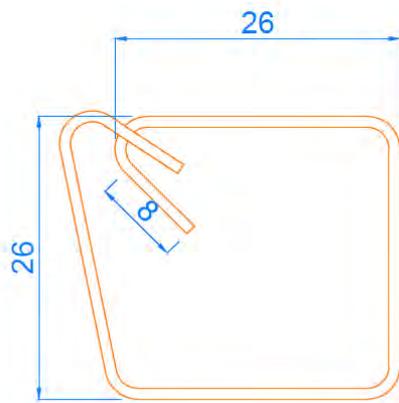
Distinta Ferri - COLONNA								
Pos.	Schema (cm)	Nome Elementi	Diametro (mm)	Numero totale	Lunghezza (cm)	Lunghezza totale (m)	Peso (kg)	Peso totale (kg)
6		Barre longitudinali Colonna	18	8	404	32,32	64,64	104,62
7		Staffa Esterna Colonna	10	30	120	36	22,21	
8		Staffa Interna Colonna	10	30	96	28,8	17,77	

5.4.2.1. Armatura Trasversale

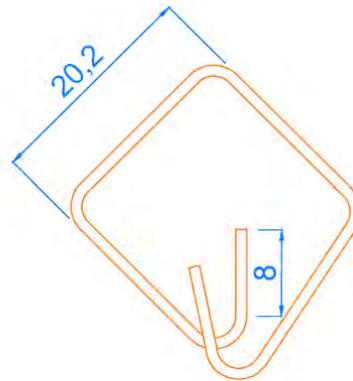
L'armatura trasversale si compone di 2 staffe di tipo 7 e 8 sovrapposte a formare una staffatura a 4 bracci



- Tipologia delle staffe.



7



8

- Dettagli piegature.

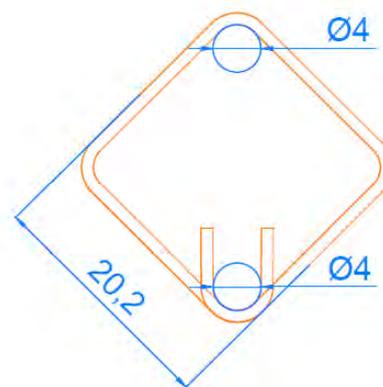
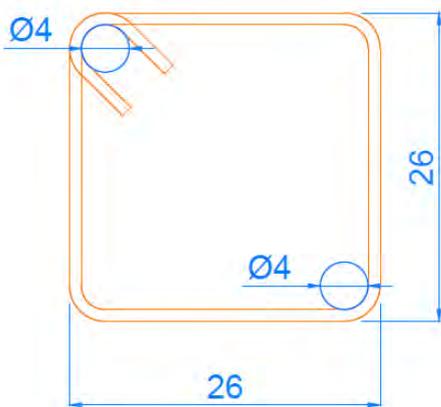


Figura 5.31 Particolare armature trasversali colonna.

5.4.2.2. Particolari e dettagli

Nella figura seguente si può osservare l'effettivo ingombro e disposizione di tutte le armature, in modo da avere una chiara rappresentazione delle dimensioni del progetto in rapporto agli elementi che ne fanno parte.

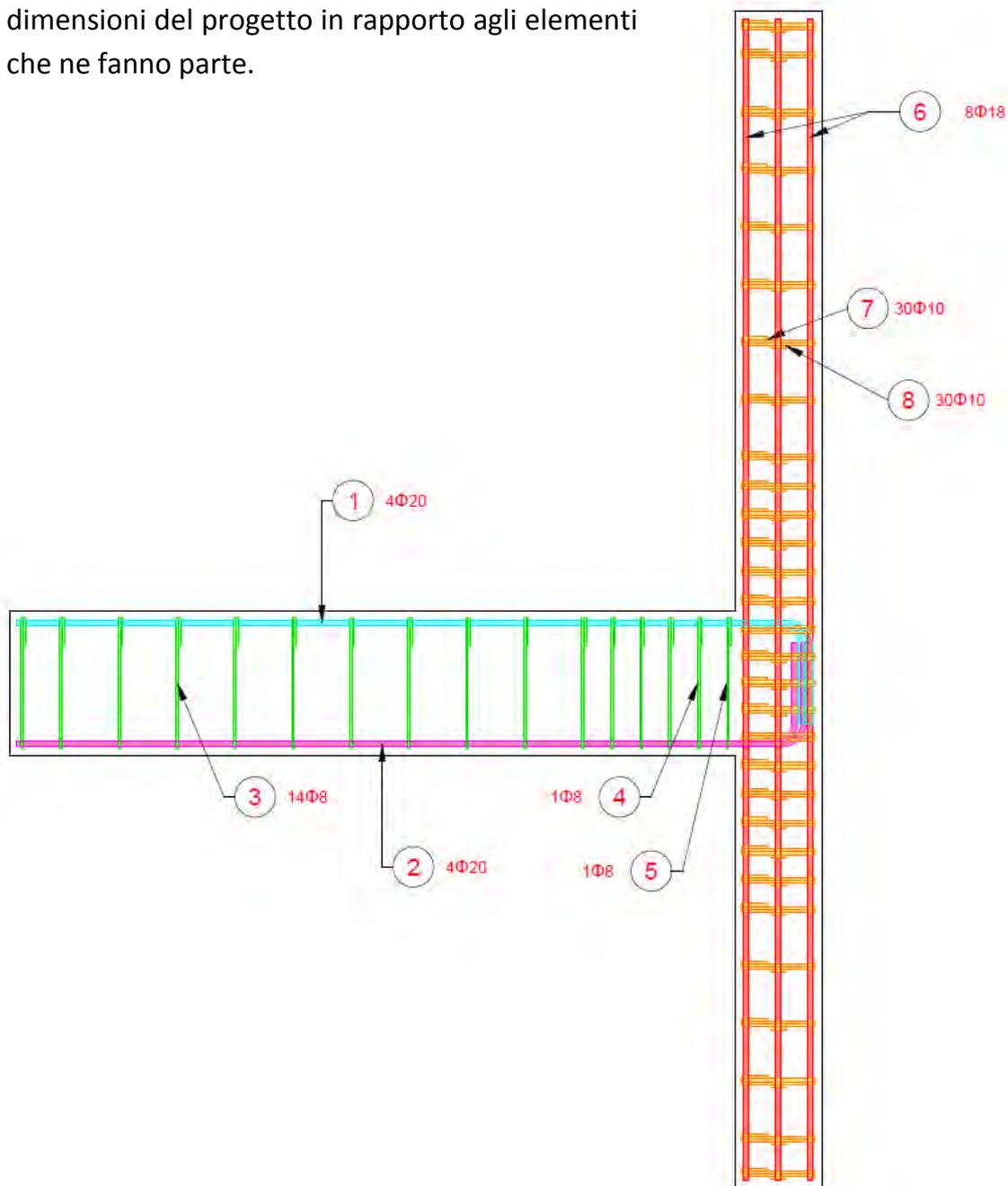


Figura 5.32 Ingombro armature nodo.

Le immagini seguenti invece danno modo di capire l'effettivo posizionamento delle barre all'interno del nodo stesso, in quanto la sovrapposizione dovuta all'unione tra trave e pilastro genera un reticolo di ferri che può risultare di non semplice comprensione.

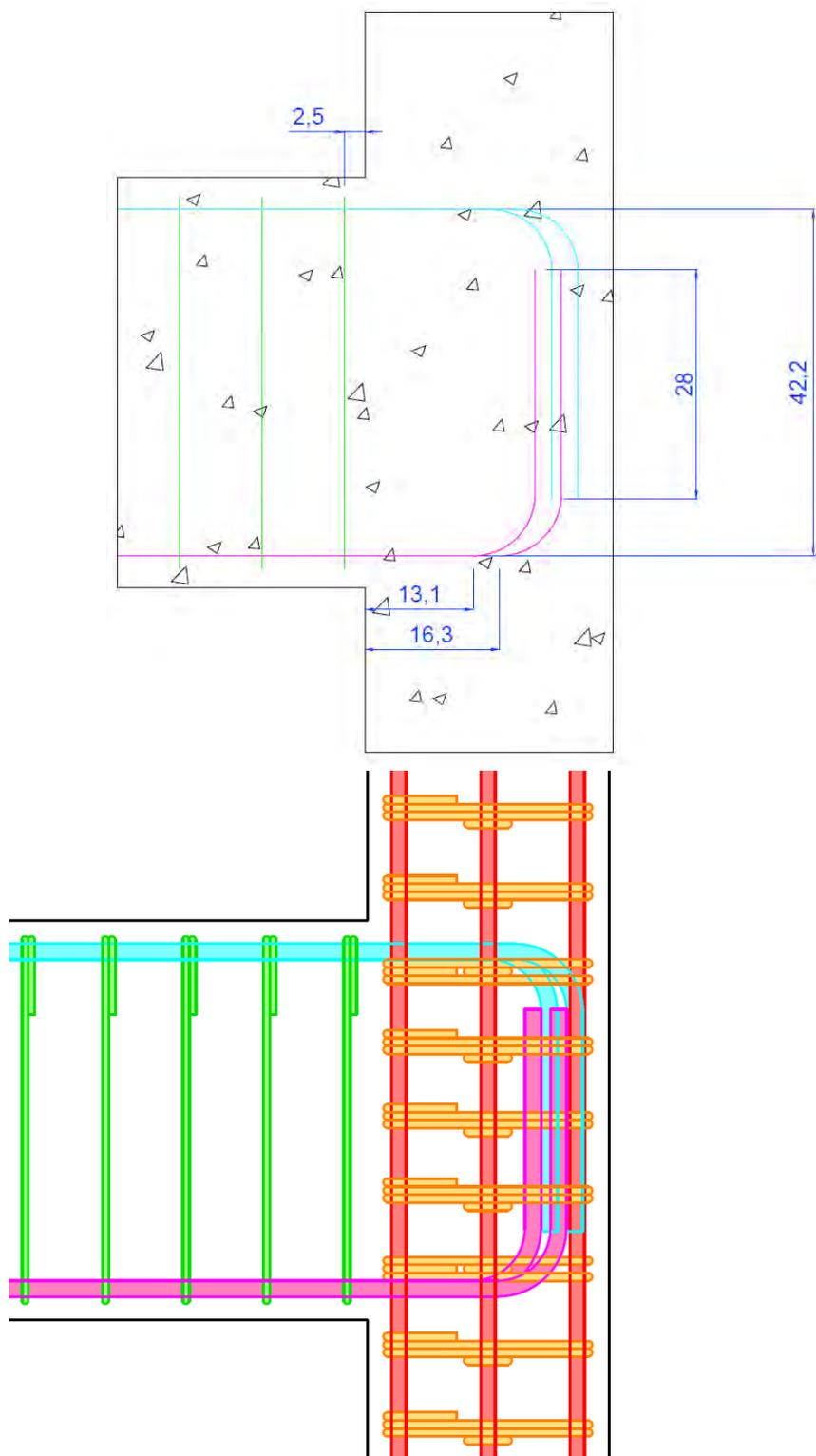


Figura 5.33 Particolare degli ingombri armatura nodo (vista laterale).

Questa immagine invece chiarisce l'inserimento nel nodo delle barre longitudinali della trave; per far in modo che le barre passassero si è dovuto ricorrere alla sagomatura delle stesse.

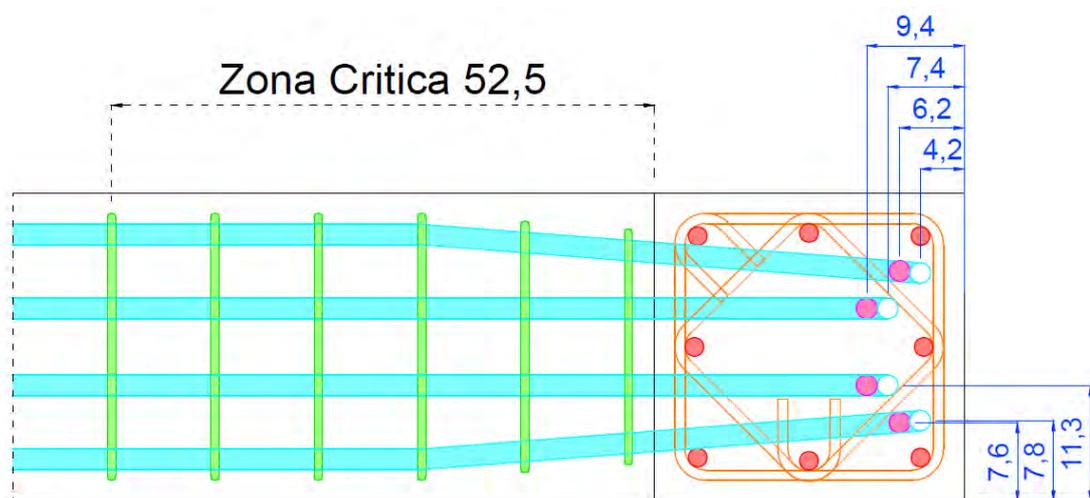


Figura 5.34 Particolare degli ingombri armature nodo (vista superiore).

5.5. Verifiche dei nodi trave-pilastro

Per rappresentare al meglio il comportamento reale del nodo, in fase di calcolo, si è scelto di utilizzare coefficienti di sicurezza di valore unitario e come coefficiente di omogeneizzazione il rapporto reale tra i moduli elastici dei calcestruzzi presi in esame.

5.5.1. Nodo realizzato con miscela C

Le caratteristiche principali del calcestruzzo sono riassunte nella tabella seguente.

Tabella 5.6 Caratteristiche miscela C.

Mix	Peso specifico (Kg/m ³)	Rcm(Mpa)
2 Trad	2392.19	41.46
Mix prova Brasiliana		ftm(Mpa)
2 Trad		3.12
Mix	fcm(Mpa)	Ecs media(Mpa)
2 Trad	37.01	31551.5

5.5.1.1. Verifiche trave

Le verifiche sono state svolte utilizzando le NTC 2008, in particolare i §4.1 e §7.1.

5.5.1.1.1. Pressoflessione

La verifica a pressoflessione della trave è stata svolta tramite il software VCA Slu (Gelfi).

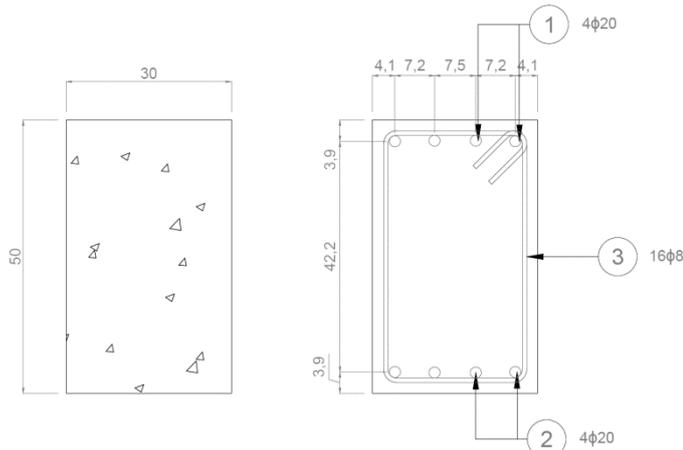


Figura 5.35 Riassunto armatura trave.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave30_50M135

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

Titolo : T30_50 M135

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	12,57	4
			2	12,57	46

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

Tipologia Sezione (Visualizzazione):
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 500 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:
B450C Trad_1811
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 34
 E_s/E_c 7 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
 ϵ_{syd} 2,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7467
 τ_{c1} 2,143

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 248,85 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 M_{xRd} 245,5 kNm
 σ_c -34 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_s 3,5 ‰
 ϵ_s 29,4 ‰
 d 46 cm
 x 4,894 x/d 0,1064
 δ 0,7

Figura 5.36 Verifica sezione trave VCA miscela C.

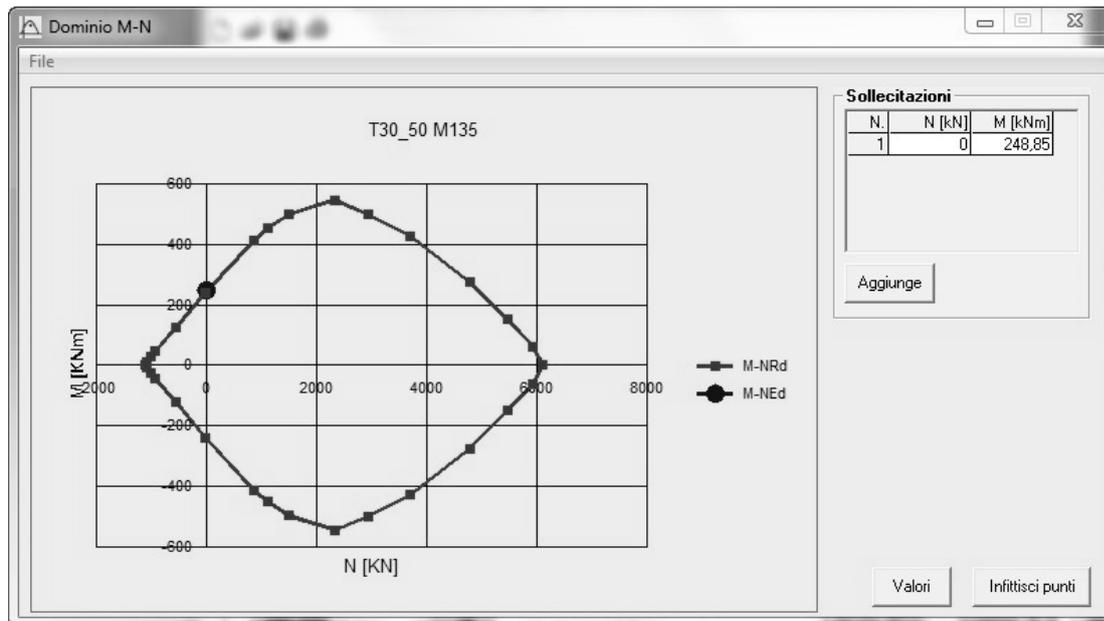


Figura 5.37 Campo di resistenza sezione trave, miscela C.

La trave è stata dimensionata per sopportare al massimo un momento di 245,5 kN.

5.5.1.1.2. Taglio

Caratteristiche dei materiali				
CLS			ACCIAIO	
Tipo	C		Classe	B450C
Rck	41	Mpa	ftk	540 Mpa
fck	34.03	Mpa	fyk	450 Mpa
fcm	42.03	Mpa	ε_{uk}	75 ‰
fctm	3.150377	Mpa	ftk/fyk	1.2
Ecm	31000	Mpa	Es	210 Gpa
γ_c	1		γ_s	1
α_c	1		fyd	450 Mpa
f_{cd}	34.03	Mpa	ε_{syd}	1.87 ‰
			ε_{ud}	67.5 ‰

Caratteristiche sezione		
Scelta del copriferro		
d =	20	mm
d' =	20	mm
Dimensioni		
H =	500	mm
B =	300	mm
h =	480	mm

TAGLIO						
Verifica in assenza di armatura						
Sollecitazioni Agenti						
Ned	0	kN				
Ved	122.6	kN				
Asl=	2513	Mm ²	area armatura longitudinale			
Φmin armatura longitudinale =	20	mm				
k	1.020412					
k scelto	1.020412					
v_{min}=	0.210456					
ρ_l	0.017451					
σ_{cp}	0	Mpa				
Vrd	103.190	kN	>	30.305	kN	VERIFICATO
			> Vsd	122,62	kN	NON VERIFICATO

Siccome la verifica non risulta soddisfatta, si passa al dimensionamento delle staffe.

Dimensionamento delle Staffe			
n bracci	2		
Asw singolo braccio	50	mm ²	min Φ 6 mm
Asw	100	mm ²	
Bst	252	mm	distanza tra i bracci più esterni

- Limitazioni del passo della staffatura nelle varie zona della trave.

Limitazioni passo CD A			
Limitazioni passo CD A			
s <	120	mm	zona critica
	175	mm	
	191.5	mm	
	120	mm	
Limitazioni passo CD B			
s <	120	mm	zona critica
	225	mm	
	160	mm	
	191.5	mm	
Limitazioni comuni ad entrambe le classi			
s <	330	mm	altre zone
	384	mm	
	240.0	mm	

Verifica

Passo Scelto =	100 mm
angoli traliccio	
$\alpha=$	90 °
$\theta=$	45 °
a)Trazione staffe	
Vrsd	194.4 kN
b)Compressione staffe	
$\alpha_c=$	1
Vrcd	1102.572 kN
Vrd=min(Vrsd,Vrcd)	
	194.4 kN
	> Vsd 122,62 kN
	VERIFICATO

Utilizzando quindi staffe a 2 bracci $\Phi 8$ passo 10 cm la verifica risulta soddisfatta.

5.5.1.2. Verifiche pilastro

5.5.1.2.1. Pressoflessione

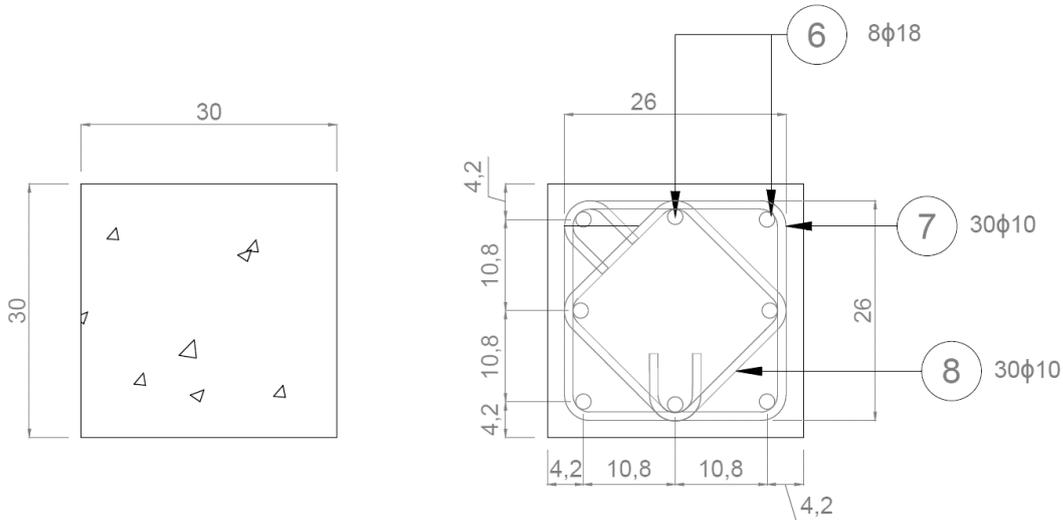


Figura 5.38 Riassunto armature pilastro.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PILASTRO30_30m150

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

Titolo : pil30_30M150_3phi18

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	30	1	7,63	4
			2	5,09	15
			3	7,63	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 527,12 0 kN
M_{xEd} 125,65 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C Trad_1811

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 34
E_s/E_c 7 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 12,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7467
τ_{c1} 2,143

M_{xRd} 157,6 kN m

σ_c -34 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 6,183 ‰
d 26 cm
x 9,398 w/d 0,3614
δ 0,8918

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 105 cm Col. modello

Precompresso

Figura 5.39 Verifica sezione trave VCA miscela C

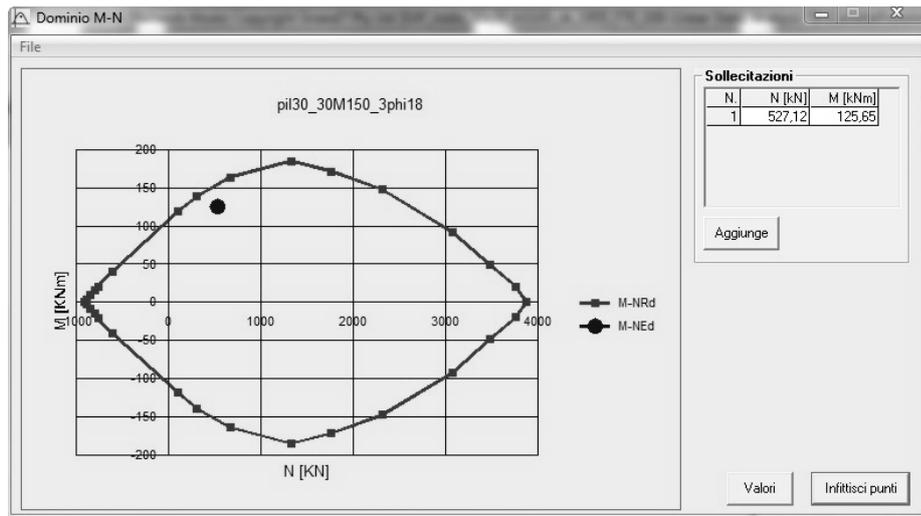
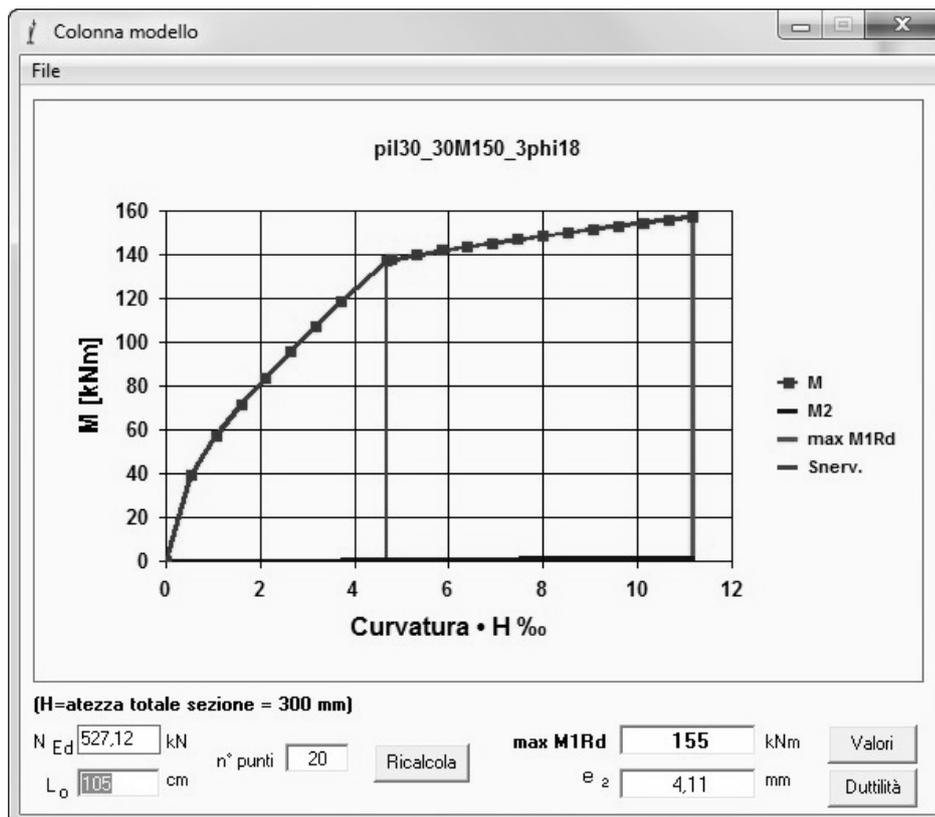


Figura 5.40 Campo di resistenza sezione pilastro miscela C.

Il pilastro è stato dimensionato per sopportare al massimo un momento di 157.6 kN.



Duttilità di curvatura

$$\mu \phi = \frac{\text{curv. ultima}}{\text{curv. snerv.}} = 2,388$$

NTC #7.4.4 - EC8 #5.2.3.4(3)

Figura 5.41 Colonna modello e duttilità sezione pilastro, miscela C.

5.5.1.2.2. Taglio

Caratteristiche dei materiali				
CLS			ACCIAIO	
Tipo	C		Classe	B450C
Rck	41	Mpa	ftk	540 Mpa
fck	34.03	Mpa	fyk	450 Mpa
fcm	42.03	Mpa	ε_{uk}	75 ‰
fctm	3.150377	Mpa	ftk/fyk	1.2
Ecm	31000	Mpa	Es	210 Gpa
γ_c	1		γ_s	1
α_c	1		fyd	450 Mpa
f_{cd}	34.03	Mpa	ε_{syd}	1.87 ‰
			ε_{ud}	67.5 ‰

Caratteristiche sezione		
Scelta del copriferro		
d =	20	mm
d' =	20	mm
Dimensioni		
H =	300	mm
B =	300	mm
h =	280	mm

TAGLIO			
Verifica in assenza di armatura			
Sollecitazioni Agenti			
N_{ed}	527.0	kN	
V_{ed}	70	kN	
A_{sl} =	2035	mm ²	Area armatura longitudinale
Φ_{min} armatura longitudinale =	18	mm	

k	1.026726					
k scelto	1.026726					
v_{min}	0.212413					
ρ_l	0.024226					
σ_{cp}	5.8556	Mpa				
V_{rd}	141.345	kN	>	91.622	kN	VERIFICATO
			>	70	kN	VERIFICATO
			V _{sd}			

Nonostante sia già verificata con l'utilizzo della staffatura minima, si procede comunque al dimensionamento e alla verifica di resistenza basandosi sui limiti imposti dalla normativa.

Dimensionamento delle Staffe			
n bracci	4		
Asw singolo braccio	78	mm ²	min Φ 6 mm
Asw	312	mm ²	
Bst	250	mm	distanza tra i bracci più esterni

- Limitazioni del passo della staffatura nelle varie zona della trave.

Limitazioni passo CD A			
Limitazioni passo CD A			
s <	120	mm	zona critica
	175	mm	
	191.5	mm	
Limitazioni quantità di armatura a passo fissato			
zona critica >	226.8666667	mm ²	
altre zone >	151.2444444	mm ²	
Limitazioni del passo Cd A dato il quantitativo di armatura			
zona critica	s <	137.5257126	mm
altre zone	s <	206.2885689	mm

Limitazioni passo CD B			
s <	120	mm	zona critica
	225	mm	
	160	mm	
Limitazioni quantità di armatura a passo fissato			
zona critica >	151.2444	mm ²	
Limitazioni del passo Cd A dato il quantitativo di armatura			
zona critica	s <	206.2886	mm

Limitazioni comuni ad entrambe le classi			
s <	330	mm	altre zone
	384	mm	
	240.0	mm	

Verifica

Passo Scelto =	100	mm
angoli traliccio		
$\alpha=$	90	°
$\theta=$	45	°
a)Trazione staffe		
Vrsd	353.808	kN
b)Compressione staffe		
$\alpha_c=$	1.17207	
Vrcd	753.837	kN
Vrd=min(Vrsd,Vrcd)		
	353.808	kN
	> Vsd	70 kN
VERIFICATO		

5.5.1.3. Verifiche nodo

Per la precisione si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti; inoltre si distinguono 2 tipi di nodi:

- A. **Nodi interamente confinati**, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i $3/4$ della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i $3/4$ dell'altezza;
- B. **Nodi non interamente confinati**: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

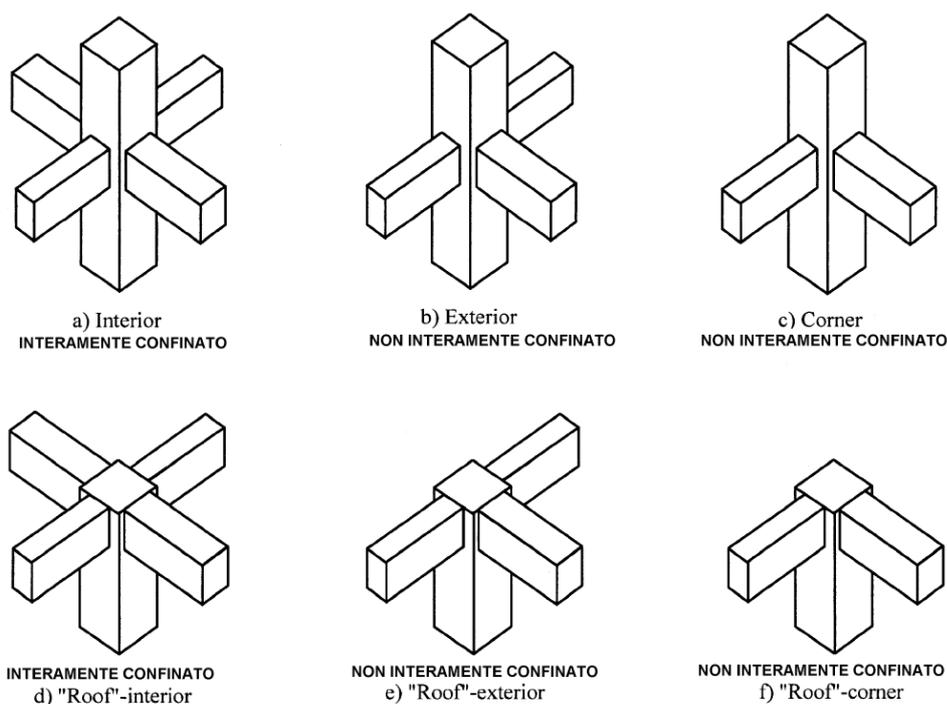


Figura 5.42 Tipologia di nodi esistenti.

Da normativa al §7.4.4.3 si trovano le verifiche di resistenza cui devono essere sottoposti i nodi.

NODO ESTERNO NON INTERAMENTE CONFINATO

TAGLIO			
γ_{rd}	1.2		
V_c	70	kN	Forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo
V_{jbd}	608.24	kN	Forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo

Verifica di resistenza -SOLO CD"A"			
N_{ed}	404.5	kN	Sforzo normale al di sopra del nodo
v_d	0.132073		Sforzo assiale normalizzato
α_j	0.48		Coeff. (0.48 per nodi esterni, 0.6 per nodi interni)
η	0.414662		
h_{jc}	240	mm	Distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro
b_j	300	mm	Larghezza effettiva del nodo
Verifica	608.24	<	838.72 VERIFICATO

Massima trazione diagonale				
n	4		n° bracci	
Astaffa	78	mm ²	Area trasversale singola staffa	
Ht	500	mm	Altezza trave	
s	100	mm	Passo staffe	
Ash	1560	mm		
bj	300	mm	Larghezza effettiva del nodo	
h_{jw}	444	mm	Distanza tra le giaciture più esterne delle armature della trave	
gamma.c	1.5			
fctd	1.470176	Mpa		
Verifica	5.27027	>	2.025721	VERIFICATO
<i><u>se non verifica va cambiata la staffatura</u></i>				
Alternativa				
γ_{rd}	1.2			
Verifica	702	>	606.5782	VERIFICATO

Staffatura				
Va posizionata in ogni caso una quantità di staffe maggiore o uguale alla staffatura del pilastro				
n	4		n° bracci	
Astaffa	78	mm ²	Area trasversale singola staffa	
s	100	mm	Passo staffe	
bj	300	mm	Larghezza utile del nodo	
Verifica	0.0104	>	0.003781	VERIFICATO

5.5.2. Nodo realizzato con miscela E1

Le caratteristiche principali del calcestruzzo sono riassunte nella tabella seguente.

Tabella 5.7 Caratteristiche miscela E1

Mix	Peso specifico (Kg/m ³)	Rcm(Mpa)
E1	2874.52	63.07
Mix prova Brasiliana	ftm(Mpa)	
E1	4.98	
Mix	fcm(Mpa)	Ecs media(Mpa)
E1	62.71	48420.2

5.5.2.1. Verifiche trave

5.5.2.1.1. Pressoflessione

La verifica a pressoflessione della trave è stata svolta tramite il software VCA Slu (Gelfi).

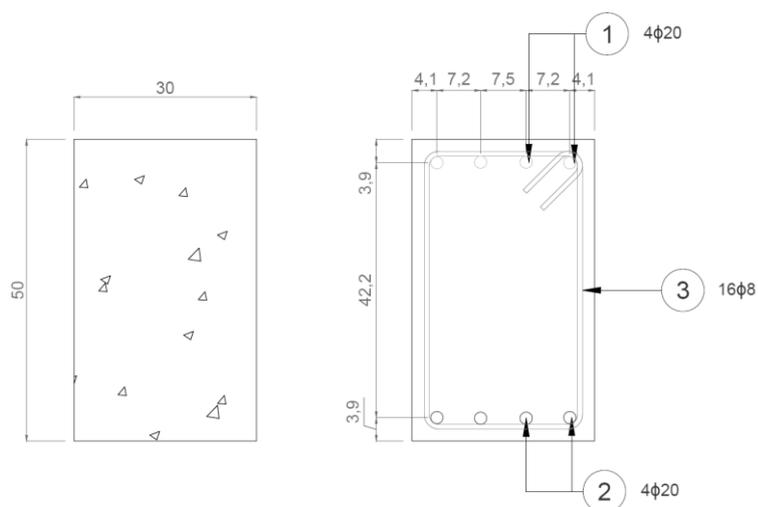


Figura 5.43 Riassunto armatura trave.

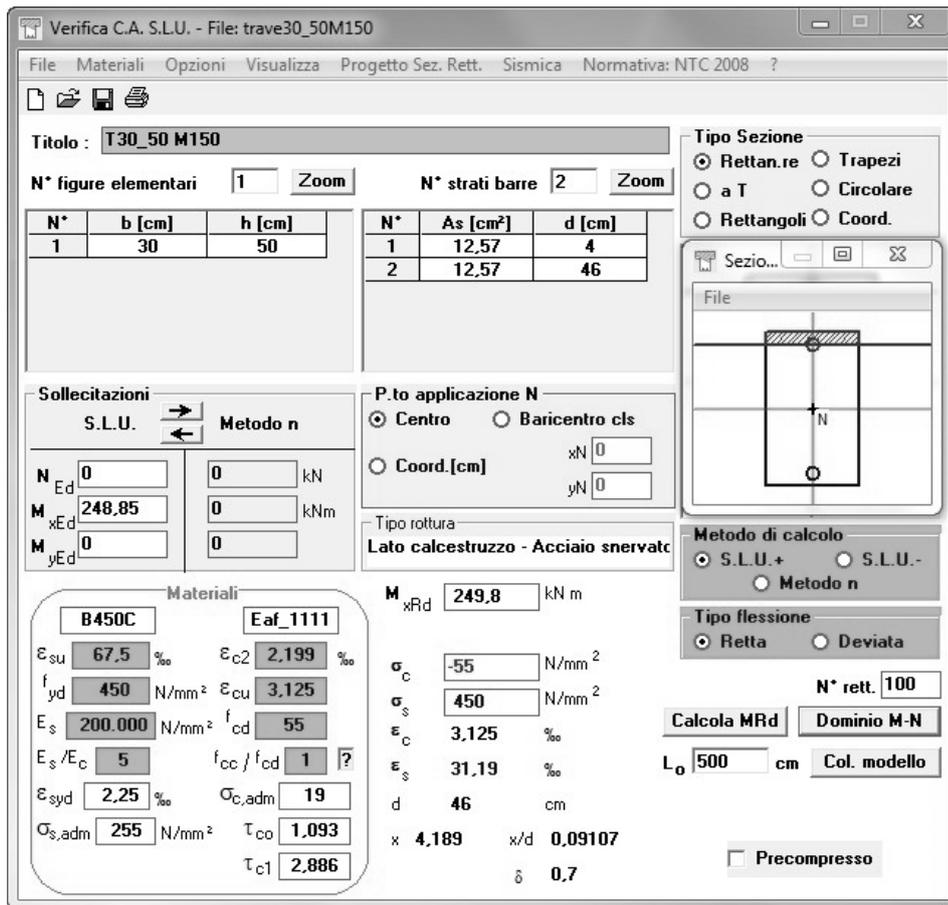


Figura 5.44 Verifica sezione trave VCA miscela E1.

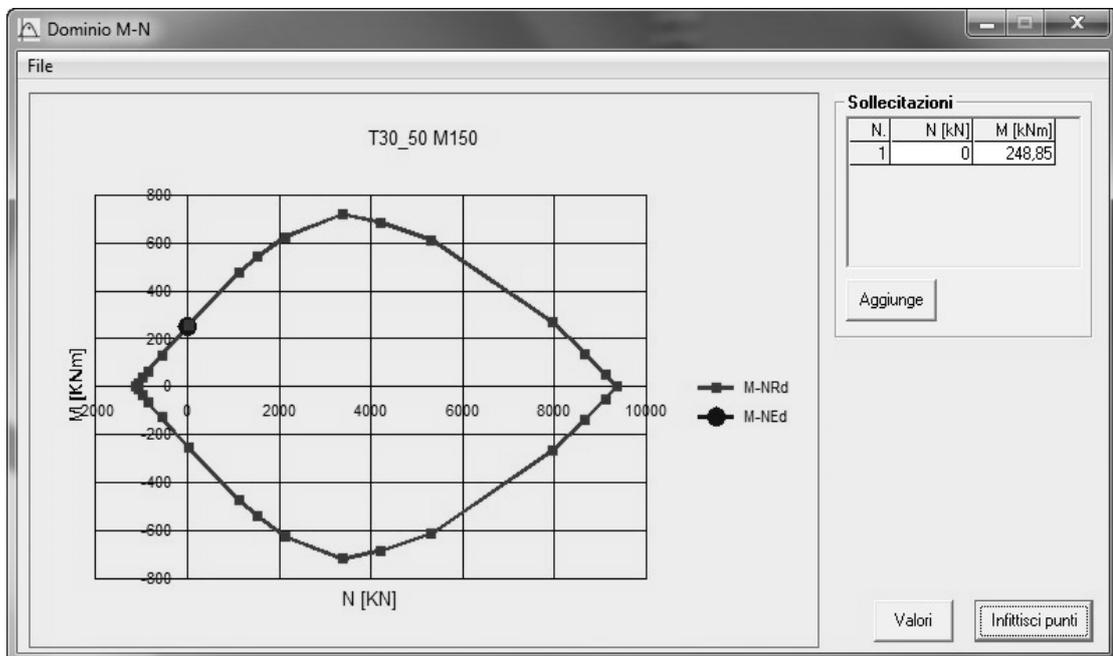


Figura 5.45 Campo di resistenza sezione trave, miscela E1.

La trave è stata dimensionata per sopportare al massimo un momento di 249,8 kN.

5.5.2.1.2. Taglio

Caratteristiche dei materiali				
CLS			ACCIAIO	
Tipo	E1		Classe	B450C
Rck	63.07	Mpa	ftk	540 Mpa
fck	52.348	Mpa	fyk	450 Mpa
fcm	60.35	Mpa	ε_{uk}	75 ‰
fctm	4.20	Mpa	ftk/fyk	1.2
Ecm	48500	Mpa	Es	210 Gpa
γ_c	1		γ_s	1
α_c	1		fyd	450 Mpa
f_{cd}	52.35	Mpa	ε_{syd}	1.87 ‰
			ε_{ud}	67.5 ‰

Caratteristiche sezione		
Scelta del copriferro		
d =	20	mm
d' =	20	mm
Dimensioni		
H =	500	mm
B =	300	mm
h =	480	mm

TAGLIO				
Verifica in assenza di armatura				
Sollecitazioni Agenti				
N_{ed}	0	kN		
V_{ed}	122.6	kN		
Asl =	2513	mm ²	area armatura longitudinale	
Φ_{min} armatura longitudinale =	20	mm		

k	1.021					
k scelto	1.021					
v_{min}	0.261					
ρ_l	0.018					
σ_{cp}	0	Mpa				
Vrd	115.838	kN	>	36.045	kN	VERIFICATO
			>	122.62	kN	NON VERIFICATO
			Vsd			

Siccome la verifica non risulta soddisfatta, si passa al dimensionamento delle staffe.

Dimensionamento delle Staffe			
n bracci	2		
Asw singolo braccio	50	mm ²	min Φ 6 mm
Asw	100	mm ²	
Bst	252	mm	distanza tra i bracci più esterni

- Limitazioni del passo della staffatura nelle varie zona della trave.

Limitazioni passo CD A			
Limitazioni passo CD A			
s <	120	mm	zona critica
	175	mm	
	191.5	mm	
	120	mm	
Limitazioni passo CD B			
s <	120	mm	zona critica
	225	mm	
	160	mm	
	191.5	mm	
Limitazioni comuni ad entrambe le classi			
s <	330	mm	altre zone
	384	mm	
	240.0	mm	

Verifica

Passo Scelto =	100 mm
angoli traliccio	
$\alpha=$	90 °
$\theta=$	45 °
a)Trazione staffe	
V_rsd	186.300 kN
b)Compressione staffe	
$\alpha_c=$	1
V_rcd	1625.409 kN
V_rd=min(V_rsd,V_rcd)	
	186.3 kN
	> V _s d 122.62 kN
	VERIFICATO

Utilizzando quindi staffe a 2 bracci $\Phi 8$ passo 10 cm la verifica risulta soddisfatta, come nel caso precedente utilizzando calcestruzzo tradizionale.

5.5.2.2. Verifiche pilastro

5.5.2.2.1. Pressoflessione

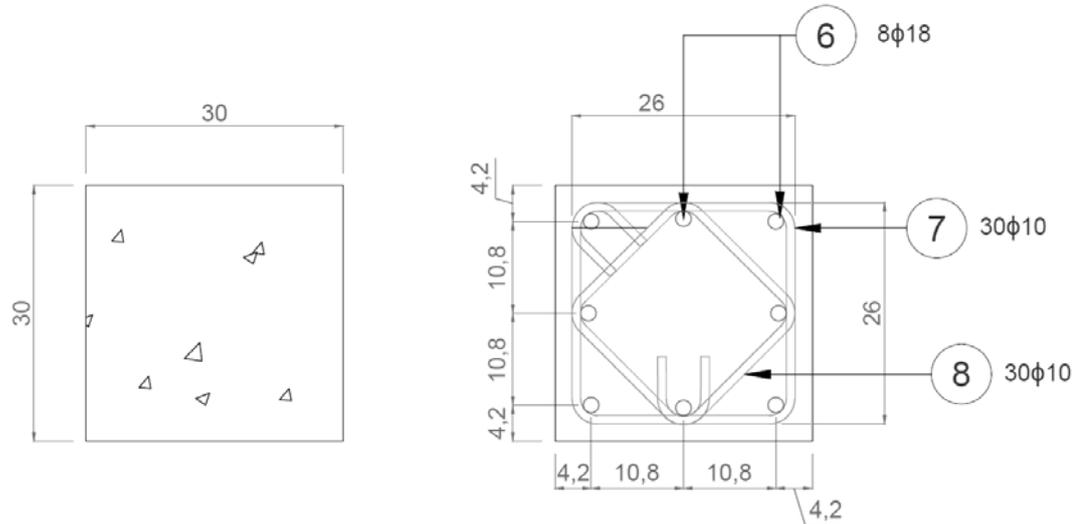


Figura 5.46 Riassunto armature pilastro.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PILASTRO30_30m150

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

Titolo : **pil30_30M150**

N° figure elementari **1** Zoom N° strati barre **3** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	30	1	7,63	4
			2	5,09	15
			3	7,63	26

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} **527,12** kN
 M_{xEd} **125,65** kNm
 M_{yEd} **0** kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo sezione
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. **100**
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ **105** cm Col. modello

Precompresso

Materiali
B450C **Eaf_1111**
 ε_{su} **67,5** ‰ ε_{c2} **2,199** ‰
 f_{yd} **450** N/mm² ε_{cu} **3,125** ‰
 E_s **200.000** N/mm² f_{cd} **55** N/mm²
 E_s/E_c **5** f_{cc}/f_{cd} **1** ?
 ε_{syd} **2,25** ‰ σ_{c,adm} **19** N/mm²
 σ_{s,adm} **255** N/mm² τ_{co} **1,093** N/mm²
 τ_{c1} **2,886** N/mm²

M_{xRd} **169,1** kNm
 σ_c **-55** N/mm²
 σ_s **450** N/mm²
 ε_c **3,125** ‰
 ε_s **8,374** ‰
 d **26** cm
 x **7,066** x/d **0,2718**
 δ **0,8797**

Figura 5.47 Verifica sezione trave VCA miscela E1.

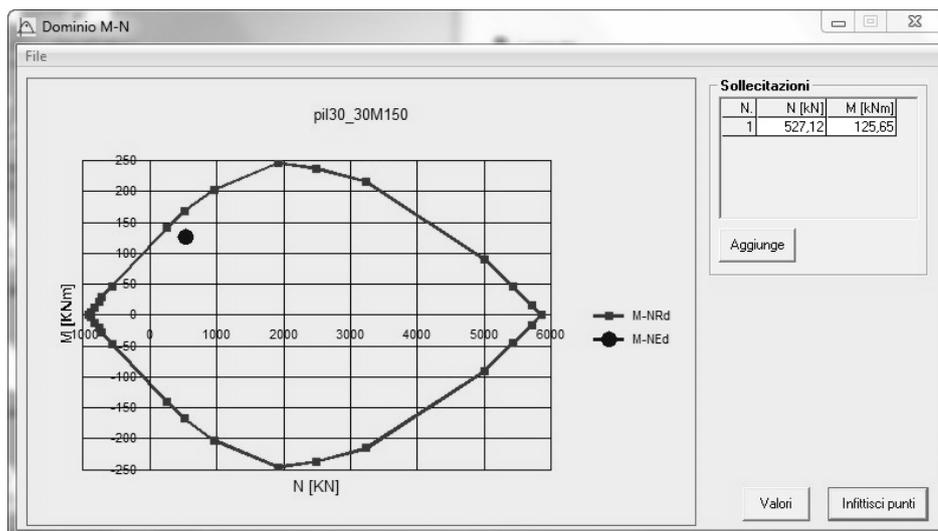


Figura 5.48 Campo di resistenza sezione pilastro miscela E1.

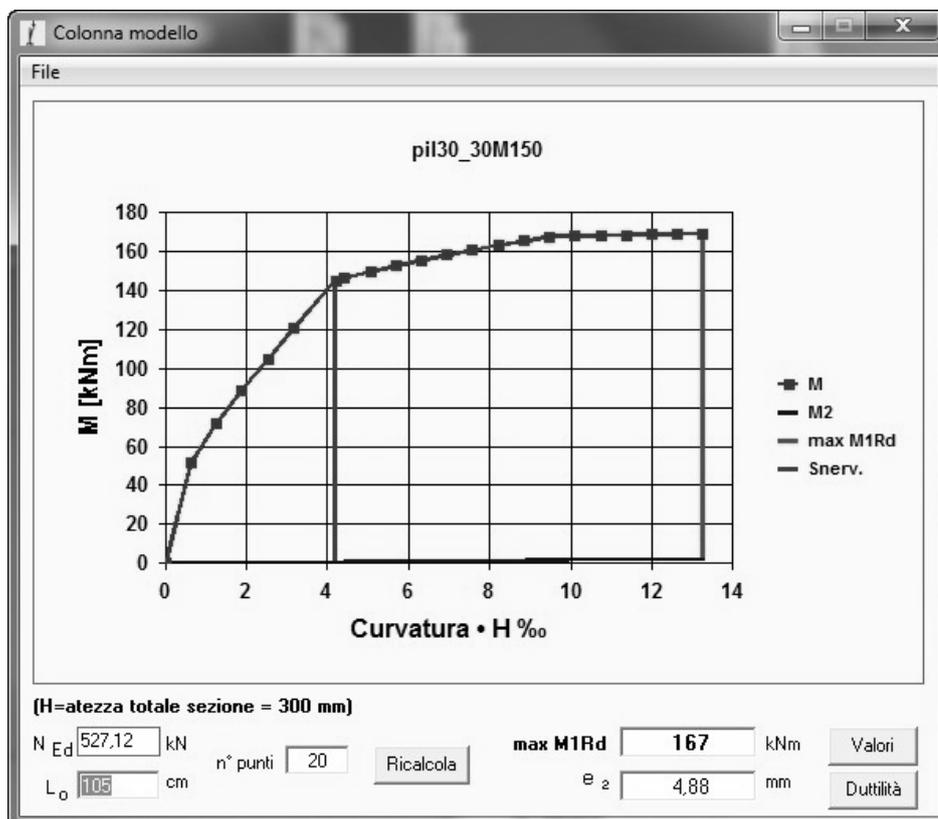


Figura 5.49 Colonna modello e duttilità sezione pilastro, miscela E1.

5.5.2.2.2. Taglio

Caratteristiche dei materiali					
CLS			ACCIAIO		
Tipo	E1		Classe	B450C	
Rck	63.07	Mpa	ftk	540	Mpa
fck	52.348	Mpa	fyk	450	Mpa
fcm	60.35	Mpa	ϵ_{uk}	75	‰
fctm	4.20	Mpa	ftk/fyk	1.2	
Ecm	48500	Mpa	Es	210	Gpa
γ_c	1		γ_s	1	
α_c	1		fyd	450	Mpa
f_{cd}	52.35	Mpa	ϵ_{syd}	1.87	‰
			ϵ_{ud}	67.5	‰

Caratteristiche sezione		
Scelta del copriferro		
d =	20	mm
d' =	20	mm
Dimensioni		
H =	500	mm
B =	300	mm
h =	480	mm

TAGLIO			
Verifica in assenza di armatura			
Sollecitazioni Agenti			
Ned	400	kN	
Ved	70	kN	
Asl =	2035	mm ²	Area armatura longitudinale

Φ_{min} armatura longitudinale =	18	mm				
k	1.026726					
k scelto	1.026726					
v_{min}	0.2634					
ρ_l	0.024226					
σ_{cp}	5.8556	Mpa				
Vrd	151.77	kN	>	95.91	kN	VERIFICATO
			>	Vsd	70	kN VERIFICATO

Nonostante sia già verificata con l'uso della staffatura minima, si procede comunque al dimensionamento e alla verifica di resistenza basandosi sui limiti imposti dalla normativa.

Dimensionamento delle Staffe			
n bracci	4		
A _{sw} singolo braccio	78	mm ²	min Φ 6 mm
A _{sw}	312	mm ²	
B _{st}	250	mm	distanza tra i bracci più esterni

- Limitazioni del passo della staffatura nelle varie zone della trave.

Limitazioni passo CD A			
Limitazioni passo CD A			
s <	100	mm	zona critica
	125	mm	
	108	mm	
Limitazioni quantità di armatura a passo fissato			
zona critica >	370.7333333	mm ²	
altre zone >	247.1555556	mm ²	
Limitazioni del passo Cd A dato il quantitativo di armatura			
zona critica	s <	84.15752562	mm
altre zone	s <	126.2362884	mm

Limitazioni passo CD B			
s <	150	mm	zona critica
	175	mm	
	144	mm	
Limitazioni quantità di armatura a passo fissato			
zona critica >	247.1556	mm ²	
Limitazioni del passo Cd A dato il quantitativo di armatura			
zona critica	s <	126.2363	mm

Limitazioni comuni ad entrambe le classi			
s <	330	mm	altre zone
	384	mm	
	240.0	mm	

Verifica

Passo Scelto =	100	mm
angoli traliccio		
$\alpha =$	90	°
$\theta =$	45	°
a) Trazione staffe		
V _{rsd}	353.808	kN
b) Compressione staffe		
$\alpha_c =$	1.111	
V _{rcd}	1100.05	kN
V_{rd} = min(V_{rsd}, V_{rcd})		
	353.808	kN
	> V _{sd}	70 kN
VERIFICATO		

5.5.2.3. Verifiche nodo

Come spiegato nel paragrafo riguardante la precedente tipologia di calcestruzzo, si eseguono le verifiche di resistenza del nodo, secondo normativa.

NODO ESTERNO NON INTERAMENTE CONFINATO

TAGLIO			
γ_{rd}	1.2		
V_c	70	kN	Forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo
V_{jbd}	608.24	kN	Forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo

Verifica di resistenza -SOLO CD"A"			
N_{ed}	404.5	kN	Sforzo normale al di sopra del nodo
ν_d	0.080821		Sforzo assiale normalizzato
α_j	0.48		Coeff. (0.48 per nodi esterni, 0.6 per nodi interni)
η	0.373229		
h_{jc}	240	mm	Distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro
b_j	300	mm	Larghezza effettiva del nodo
Verifica	608.24	<	1258.17 VERIFICATO

Massima trazione diagonale				
n	4		n° bracci	
Astaffa	78	mm ²	Area trasversale singola staffa	
Ht	500	mm	Altezza trave	
s	100	mm	Passo staffe	
Ash	1560	mm		
bj	300	mm	Larghezza effettiva del nodo	
h_{jw}	444	mm	Distanza tra le giaciture più esterne delle armature della trave	
gamma.c	1.5			
fctd	1.959	Mpa		
Verifica	5.27027	>	1.272	VERIFICATO
<i><u>se non verifica va cambiata la staffatura</u></i>				
Alternativa				
γ_{rd}	1.2			
Verifica	702	>	631.65	VERIFICATO
Staffatura				
Va posizionata in ogni caso una quantità di staffe maggiore o uguale alla staffatura del pilastro				
n	4		n° bracci	
Astaffa	78	mm ²	Area trasversale singola staffa	
s	100	mm	Passo staffe	
bj	300	mm	Larghezza utile del nodo	
Verifica	0.0104	>	0.005816	VERIFICATO

5.5.3. *Nodo realizzato con miscela E2*

Le caratteristiche principali del calcestruzzo sono riassunte nella tabella seguente.

Tabella 5.8 Caratteristiche miscela C.

Mix	Peso specifico (Kg/m³)	Rcm(Mpa)
E2	2906.40	42.30
Mix prova Brasiliana		ftm(Mpa)
E2		3.12
Mix	fc_m(Mpa)	Ecs media(Mpa)
E2	35.10	30693.0

5.5.3.1. Verifiche trave

Le verifiche sono state svolte utilizzando le NTC 2008, in particolare i §4.1 e §7.1.

5.5.3.1.1. Pressoflessione

La verifica a pressoflessione della trave è stata svolta tramite il software VCA Slu (Gelfi).

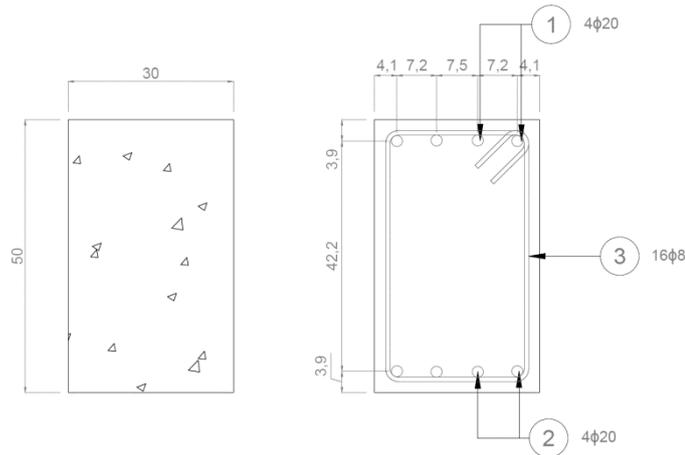


Figura 5.50 Riassunto armatura trave.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave30_50M135

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

Titolo: T30_50 M135

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	12,57	4
			2	12,57	46

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 248,85 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 245,5 kN m

Materiali
 B450C Trad_1811

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 34 ‰
 E_s/E_c 7 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
 ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 12,5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7467 ‰
 τ_{c1} 2,143 ‰

σ_c -34 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 29,4 ‰
 d 46 cm
 x 4,894 x/d 0,1064
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 500 cm Col. modello

Precompresso

Figura 5.51 Verifica sezione trave VCA miscela E2.

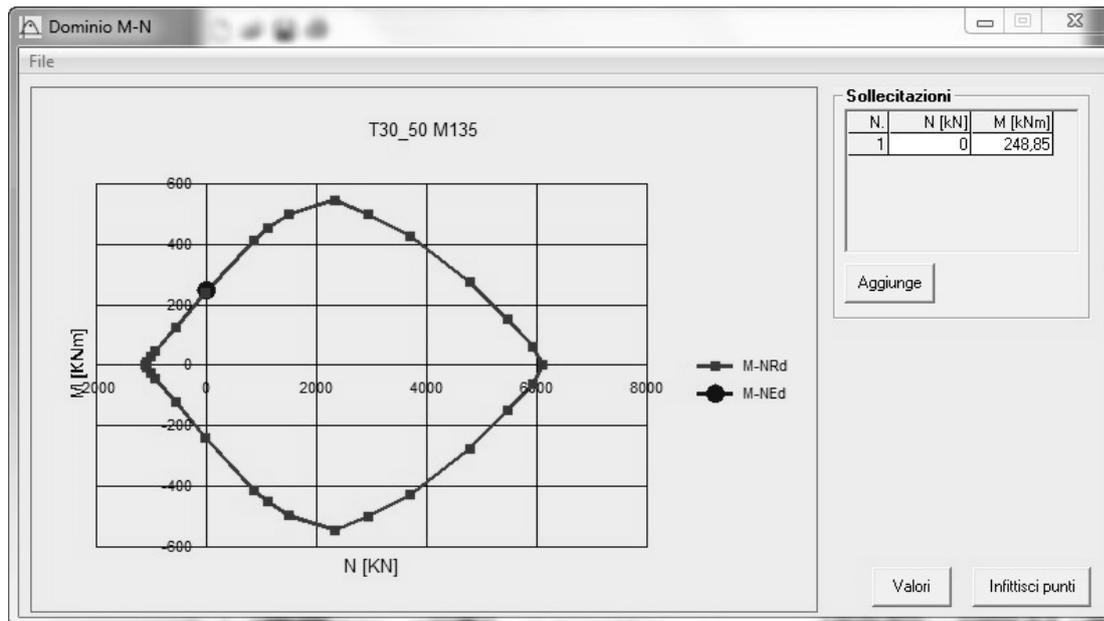


Figura 5.52 Campo di resistenza sezione trave, miscela E2.

La trave è stata dimensionata per sopportare al massimo un momento di 245,5 kN.

5.5.3.1.2. *Taglio*

Caratteristiche dei materiali			
CLS		ACCIAIO	
Tipo	E2	Classe	B450C
Rck	42.3 Mpa	ftk	540 Mpa
fck	35.11 Mpa	fyk	450 Mpa
fcm	43.11 Mpa	ε_{uk}	75 ‰
fctm	3.2166 Mpa	ftk/fyk	1.2
Ecm	30693 Mpa	Es	210 Gpa
γ_c	1	γ_s	1
α_c	1	f_{yd}	450 Mpa
f_{cd}	35.11 Mpa	ε_{syd}	1.87 ‰
		ε_{ud}	67.5 ‰

Caratteristiche sezione		
Scelta del copriferro		
d =	20	mm
d' =	20	mm
Dimensioni		
H =	500	mm
B =	300	mm
h =	480	mm

TAGLIO						
Verifica in assenza di armatura						
Sollecitazioni Agenti						
N_{ed}	0	kN				
V_{ed}	122.6	kN				
A_{sl}	2513	mm ²				area armatura longitudinale
Φ_{min} armatura longitudinale =	20	mm				
k		1.020412				
k scelto		1.020412				
v_{min}		0.2138				
ρ_l		0.017451				
σ_{cp}	0	Mpa				
V_{rd}	104.27	kN	>	30.782	kN	VERIFICATO
			>	122,62	kN	NON VERIFICATO
				V _{sd}		

Siccome la verifica non risulta soddisfatta, si passa al dimensionamento delle staffe.

Dimensionamento delle Staffe			
n bracci	2		
Asw singolo braccio	50	mm ²	min Φ 6 mm
Asw	100	mm ²	
Bst	252	mm	distanza tra i bracci più esterni

- Limitazioni del passo della staffatura nelle varie zona della trave.

Limitazioni passo CD A			
Limitazioni passo CD A			
s <	120	mm	zona critica
	175	mm	
	191.5	mm	
	120	mm	
Limitazioni passo CD B			
s <	120	mm	zona critica
	225	mm	
	160	mm	
	191.5	mm	
Limitazioni comuni ad entrambe le classi			
s <	330	mm	altre zone
	384	mm	
	240.0	mm	

Verifica

Passo Scelto =	100 mm
angoli traliccio	
$\alpha=$	90 °
$\theta=$	45 °
a)Trazione staffe	
Vrsd	194.4 kN
b)Compressione staffe	
$\alpha_c=$	1
Vrcd	1137.532 kN
Vrd=min(Vrsd,Vrcd)	
	194.4 kN
	> Vsd 122,62 kN
VERIFICATO	

Utilizzando quindi staffe a 2 bracci $\Phi 8$ passo 10 cm la verifica risulta soddisfatta.

5.5.3.2. Verifiche pilastro

5.5.3.2.1. Pressoflessione

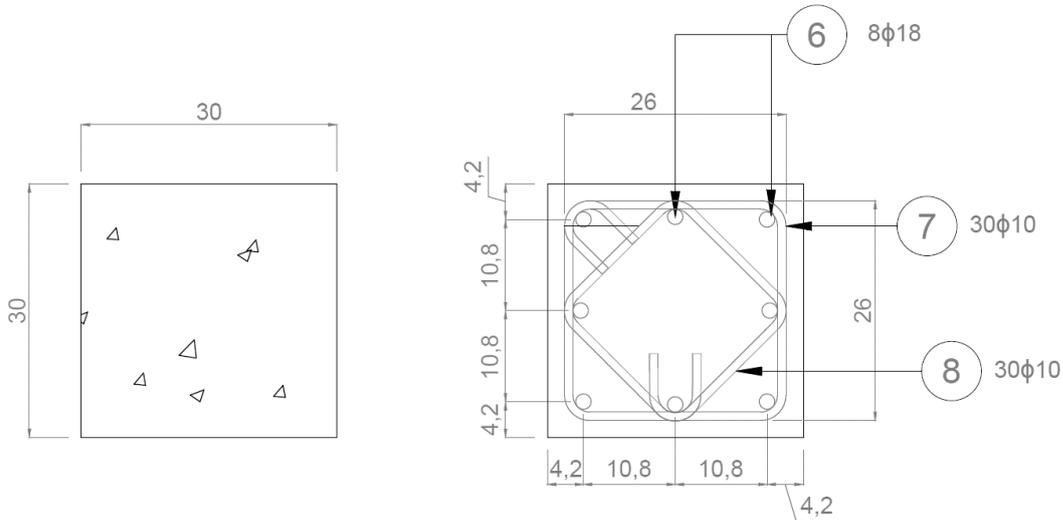


Figura 5.53 Riassunto armature pilastro.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PILASTRO30_30m150

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

Titolo : pil30_30M150_3phi18

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	30	1	7,63	4
			2	5,09	15
			3	7,63	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 527,12 0 kN
M_{xEd} 125,65 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C Trad_1811
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 34
 E_s/E_c 7 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
 ϵ_{syd} 2,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7467
 τ_{c1} 2,143

M_{xRd} 157,6 kN m
 σ_c -34 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 6,183 ‰
d 26 cm
x 9,398 x/d 0,3614
 δ 0,8918

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 105 cm Col. modello

Precompresso

Figura 5.54 Verifica sezione trave VCA miscela E2

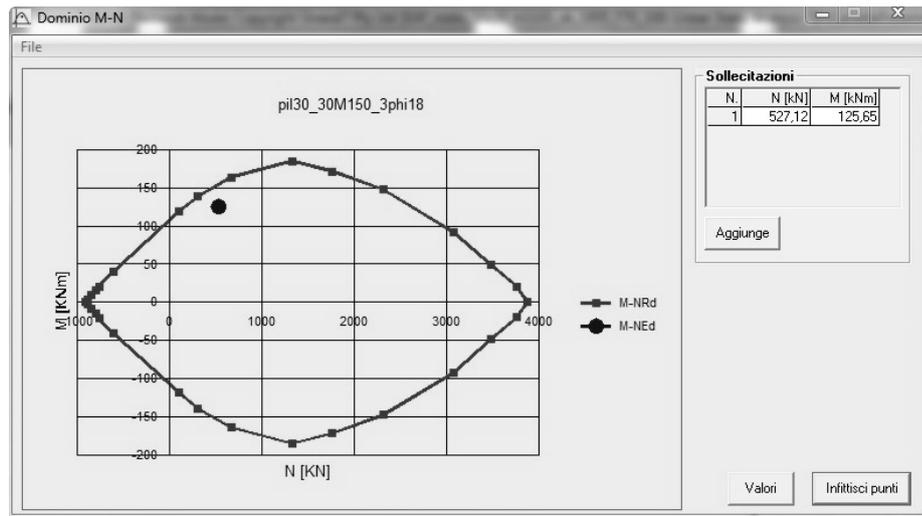
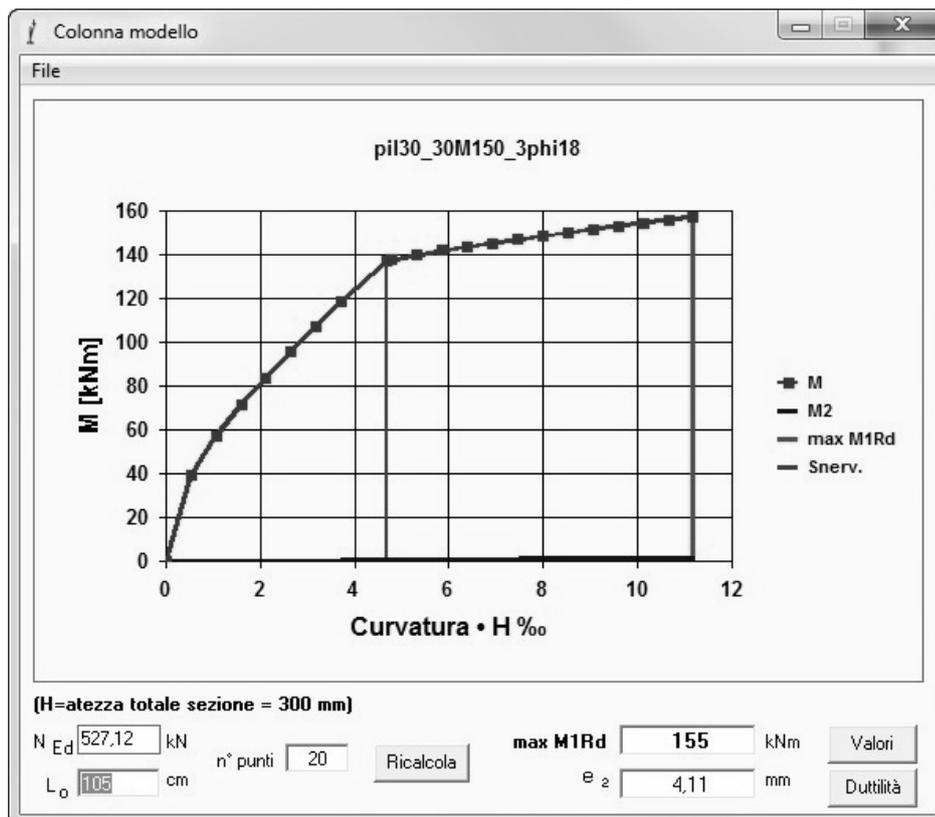


Figura 5.55 Campo di resistenza sezione pilastro miscela E2.

Il pilastro è stato dimensionato per sopportare al massimo un momento di 157.6 kN.



Duttilità di curvatura

$$\mu \phi = \frac{\text{curv. ultima}}{\text{curv. snerv.}} = 2,388$$

NTC #7.4.4 - EC8 #5.2.3.4(3)

Figura 5.56 Colonna modello e duttilità sezione pilastro, miscela E2.

5.5.3.2.2. *Taglio*

Caratteristiche dei materiali				
CLS			ACCIAIO	
Tipo	E2		Classe	B450C
Rck	42.3	Mpa	ftk	540 Mpa
fck	35.11	Mpa	fyk	450 Mpa
fcm	43.11	Mpa	ε_{uk}	75 ‰
fctm	3.2166	Mpa	ftk/fyk	1.2
Ecm	30693	Mpa	Es	210 Gpa
γ_c	1		γ_s	1
α_c	1		fyd	450 Mpa
f_{cd}	35.11	Mpa	ε_{syd}	1.87 ‰
			ε_{ud}	67.5 ‰

Caratteristiche sezione		
Scelta del copriferro		
d =	20	mm
d' =	20	mm
Dimensioni		
H =	300	mm
B =	300	mm
h =	280	mm

TAGLIO			
Verifica in assenza di armatura			
Sollecitazioni Agenti			
Ned	527.0	kN	
Ved	70.0	kN	
Asl =	2035	mm ²	Area armatura longitudinale
Φ_{min} armatura longitudinale =	18	mm	

k	1.026726					
k scelto	1.026726					
v_{min}	0.215754					
ρ_l	0.024226					
σ_{cp}	5.8556	Mpa				
V_{rd}	142.05	kN	>	91.90	kN	VERIFICATO
			>	70.0	kN	VERIFICATO
			V _{sd}			

Nonostante sia già verificata con l'utilizzo della staffatura minima, si procede comunque al dimensionamento e alla verifica di resistenza basandosi sui limiti imposti dalla normativa.

Dimensionamento delle Staffe			
n bracci	4		
Asw singolo braccio	78	mm ²	min Φ 6 mm
Asw	312	mm ²	
Bst	250	mm	distanza tra i bracci più esterni

- Limitazioni del passo della staffatura nelle varie zona della trave.

Limitazioni passo CD A			
Limitazioni passo CD A			
s <	120	mm	zona critica
	175	mm	
	191.5	mm	
Limitazioni quantità di armatura a passo fissato			
zona critica >	226.8666667	mm ²	
altre zone >	151.2444444	mm ²	
Limitazioni del passo Cd A dato il quantitativo di armatura			
zona critica	s <	137.5257126	mm
altre zone	s <	206.2885689	mm

Limitazioni passo CD B			
s <	120	mm	zona critica
	225	mm	
	160	mm	
Limitazioni quantità di armatura a passo fissato			
zona critica >	151.2444	mm ²	
Limitazioni del passo Cd A dato il quantitativo di armatura			
zona critica	s <	206.2886	mm

Limitazioni comuni ad entrambe le classi			
s <	330	mm	altre zone
	384	mm	
	240.0	mm	

Verifica

Passo Scelto =	100	mm
angoli traliccio		
α=	90	°
θ=	45	°
a)Trazione staffe		
Vrsd	353.808	kN
b)Compressione staffe		
αc=	1.1668	
Vrcd	774.23	kN
Vrd=min(Vrsd,Vrcd)		
	353.808	kN
	> Vsd	70 kN
	VERIFICATO	

5.5.3.3. Verifiche nodo

Per la precisione si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti; inoltre si distinguono 2 tipi di nodi:

- C. **Nodi interamente confinati**, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i $3/4$ della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i $3/4$ dell'altezza;
- D. **Nodi non interamente confinati**: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

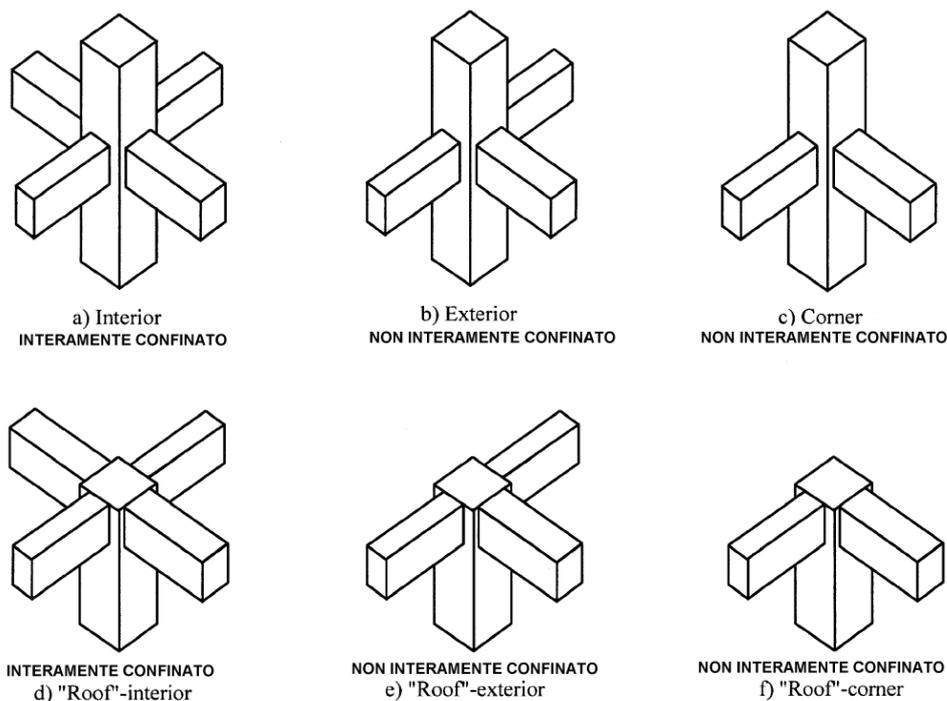


Figura 5.57 Tipologia di nodi esistenti.

Da normativa al §7.4.4.3 si trovano le verifiche di resistenza cui devono essere sottoposti i nodi.

NODO ESTERNO NON INTERAMENTE CONFINATO

TAGLIO			
γ_{rd}	1.2		
Vc	70	kN	Forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo
Vjbd	608.24	kN	Forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo

Verifica di resistenza -SOLO CD"A"				
Ned	404.5	kN	Sforzo normale al di sopra del nodo	
vd	0.1280		Sforzo assiale normalizzato	
α_j	0.48		Coeff. (0.48 per nodi esterni, 0.6 per nodi interni)	
η	0.412591			
hjc	240	mm	Distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro	
bj	300	mm	Larghezza effettiva del nodo	
Verifica	608.24	<	866.18	VERIFICATO

Massima trazione diagonale				
n	4		n° bracci	
Astaffa	78	mm ²	Area trasversale singola staffa	
Ht	500	mm	Altezza trave	
s	100	mm	Passo staffe	
Ash	1560	mm		
bj	300	mm	Larghezza effettiva del nodo	
h_{jw}	444	mm	Distanza tra le giaciture più esterne delle armature della trave	
gamma.c	1.5			
fctd	1.5011	Mpa		
Verifica	5.27027	>	1.976	VERIFICATO
<i><u>se non verifica va cambiata la staffatura</u></i>				
Alternativa				
γ_{rd}	1.2			
Verifica	702	>	608.78	VERIFICATO

Staffatura				
Va posizionata in ogni caso una quantità di staffe maggiore o uguale alla staffatura del pilastro				
n	4		n° bracci	
Astaffa	78	mm ²	Area trasversale singola staffa	
s	100	mm	Passo staffe	
bj	300	mm	Larghezza utile del nodo	
Verifica	0.0104	>	0.003901	VERIFICATO

5.5.4. Confronto deformazioni calcolate con straus7

Per avere, in prima approssimazione, una stima degli spostamenti causati dalle prove meccaniche, e quindi capire se effettivamente i limiti del martinetto e del laboratorio fossero rispettati, è stata fatta una semplice modellazione con il software Straus7.

Le azioni agenti fanno riferimento alla “Condizione 1” ($N=400$ kN, $T=\pm 100$ kN).

Gli accorgimenti utilizzati per questa modellazione sono stati:

1. Utilizzare le caratteristiche dei materiali determinate in laboratorio;
2. Utilizzare i dati delle sezioni omogeneizzate (riportati in seguito);
3. Inserire la deformabilità tagliante nelle opzioni di calcolo;
4. Ridurre i moduli elastici ad $\frac{1}{2}$ e ad $\frac{1}{3}$ per simulare la rottura del materiale.

In questo modo si sono realizzati 7 modelli per ogni tipologia di calcestruzzo, i cui spostamenti massimi in sommità, punto in cui è collegato il martinetto, sono riportati nelle tabelle seguenti.

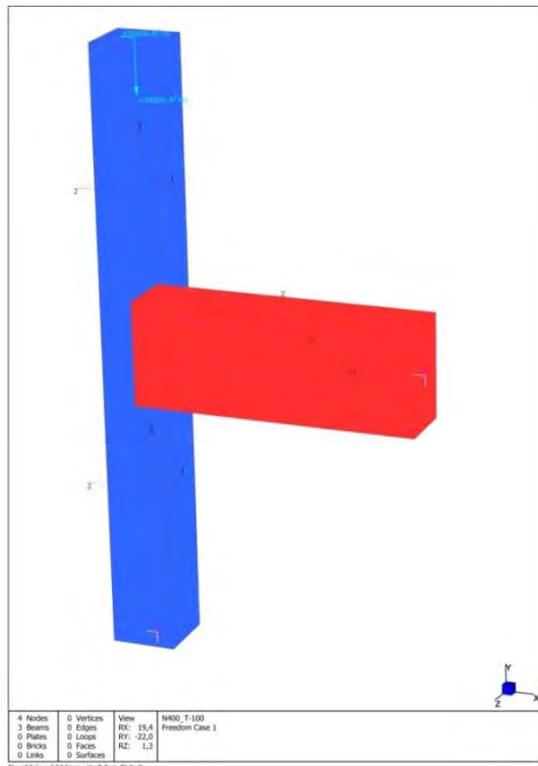


Figura 5.58 Immagine modello nodo.

Moduli elastici utilizzati nei modelli	E
Cls EAF 11/11 (E1)	48000.000 Mpa
Cls EAF 11/11 (E2)	31000.000 Mpa
Cls Trad 18/11 ©	31000.000 Mpa

Caratteristiche delle sezioni utilizzate per calibrare i modelli:

A. Trave e pilastro Cls C/E2

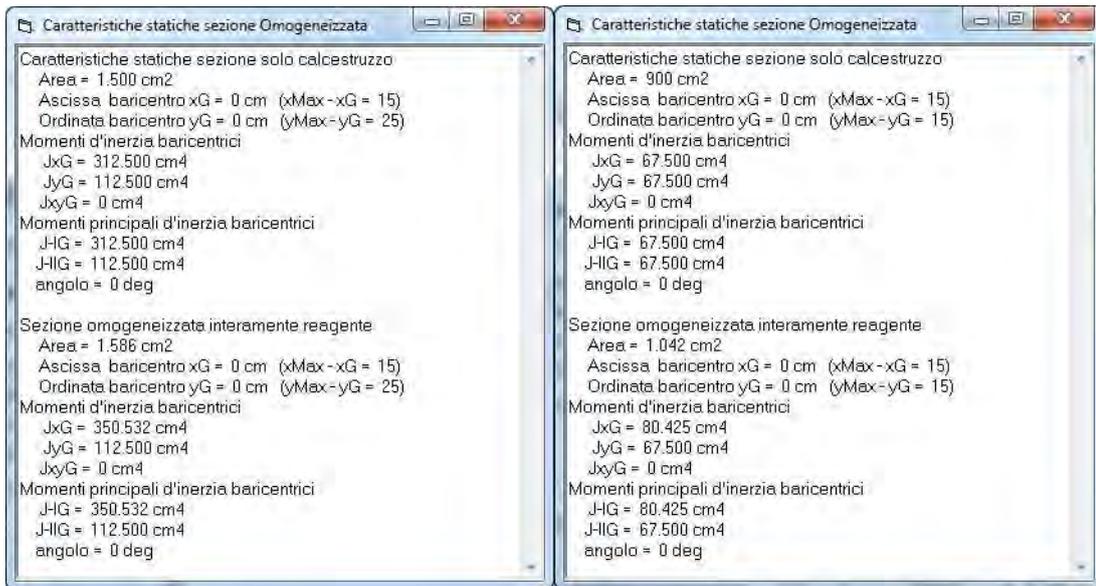


Figura 5.59 Caratteristiche statiche sezione omogeneizzata miscela C/E2

B. Trave e pilastro Cls E1

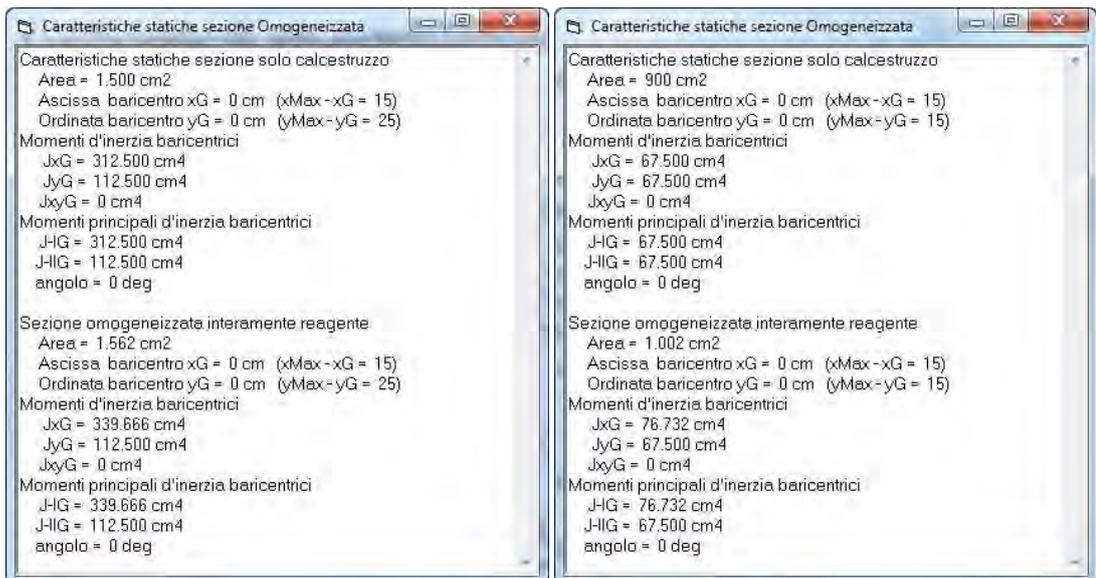


Figura 5.60 Caratteristiche statiche sezione omogeneizzata miscela E1

Tabella 5.9 Tabella spostamenti miscela C/E2.

Nodo con Cls C/E2

DX [mm]		
26.846	-27.617	1) Modello base senza nessun tipo di accorgimento
24.721	-25.412	2) Sono state utilizzati i dati dei momenti d'inerzia della sezione armata
23.983	-24.672	3) Sono state utilizzati i dati dei momenti d'inerzia della sezione armata e corrette le aree delle sezione omogeneizzate (n=7)
24.670	-25.359	4) Inserita la deformabilità tagliante
47.967	-49.344	5) Utilizzato modulo elastico ridotto alla metà (15500 Mpa)
71.974	-74.040	6) Utilizzato modulo elastico ridotto ad un terzo (10333 Mpa)
74.035	-76.101	7) Inserita le deformabilità tagliante e il modulo elastico ridotto ad un terzo

Tabella 5.10 Tabella spostamenti miscela E1.

Nodo con Cls E1

DX [mm]		
17.343	-17.831	1) Modello base senza nessun tipo di accorgimento
15.970	-16.408	2) Sono state utilizzati i dati dei momenti d'inerzia della sezione armata
15.494	-15.929	3) Sono state utilizzati i dati dei momenti d'inerzia della sezione armata e corrette le aree delle sezione omogeneizzate (n=5)
15.937	-16.373	4) Inserita la deformabilità tagliante
30.988	-31.859	5) Utilizzato modulo elastico ridotto alla metà (24000 Mpa)
31.697	-33.203	6) Utilizzato modulo elastico ridotto ad un terzo (16000 Mpa)
47.812	-49.119	7) Inserita le deformabilità tagliante e il modulo elastico ridotto ad un terzo

Come si vede dalle tabelle precedenti gli spostamenti massimi per le 2 tipologie di calcestruzzo sono:

- A. Cls C/E2: 76,10 mm;
- B. Cls E1: 49.12 mm.

Lo spostamento massimo concesso dal martinetto utilizzato per la prova è di 330 mm (165 mm in ogni direzione), quindi i limiti, secondo questa simulazione, sono ampiamente rispettati.

6. Setup di prova

In fase di pianificazione della sperimentazione ci si è interrogati a lungo su quale schema statico e rispettivo setup di prova fosse possibile realizzare in laboratorio utilizzando le strutture disponibili.

La scelta è ricaduta su un setup il cui schema statico è quello di una struttura isostatica composta da una cerniera alla base del pilastro e una biella all'estremità della trave. Le forze esterne sono applicate a ciascuno dei tre provini tramite 2 martinetti posti alla sommità del pilastro; nello specifico si hanno, secondo la "Condizione 1", un carico assiale di 40 tonnellate e un carico orizzontale di 10 tonnellate (sia in tiro che in spinta).

Questo schema è stato scelto perché analizzando gli articoli presenti in letteratura è risultato di comprovata validità per la rappresentazione del comportamento realistico di una struttura sottoposta a test ciclici; mentre la possibilità di condurre la prova a terra è stata scartata perché pur comportando costi minori avrebbe dato risultati meno affidabili.

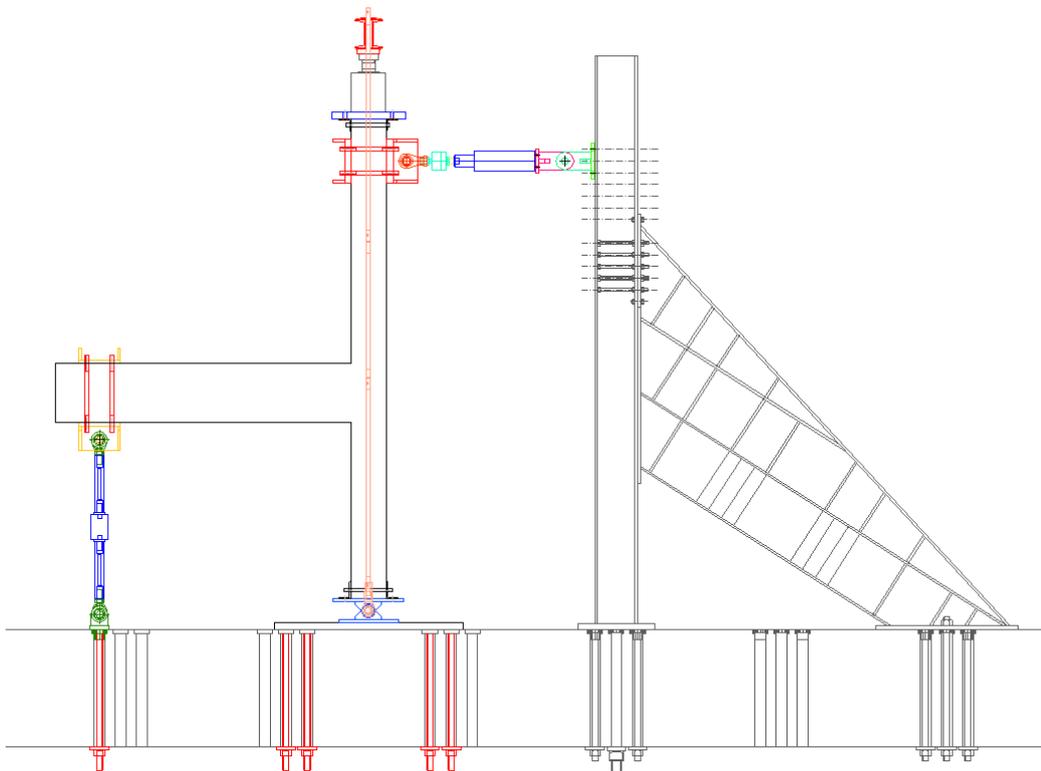


Figura 6.1 Rappresentazione set-up di prova.

Il martinetto utilizzato per la spinta orizzontale è un Enerpac_RR10013 a controllo di spostamento che permette di avere dei cicli di drift crescenti uguali per ogni prova. La corsa massima totale consentita è di 333 mm; si è quindi dimensionato i nodi in modo da raggiungere la rottura entro il limite degli spostamenti concessi.

6.1. Dimensionamento e verifica delle parti necessarie

Per realizzare il set-up di prova si è cercato di utilizzare il più possibile il materiale del laboratorio; non è stato quindi necessario progettare il contrasto sul quale appoggia il martinetto orizzontale, l'aggancio martinetto orizzontale-pilastro e la biella della trave.

Si è rivelata invece necessaria la progettazione/verifica e/o modifica di alcuni elementi necessari per la realizzazione del setup desiderato; nello specifico:

1. Cerniera di base
2. Cerniera martinetto
3. Aggancio trave-biella
4. Profili UPN-L vari di collegamento

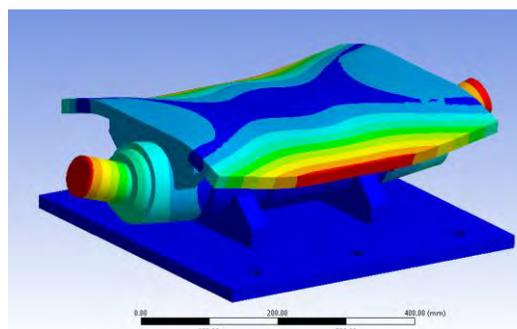


Figura 6.2 (1)Cerniera di base.

Tutti i pezzi sono stati progettati utilizzando il CAD parametrico SolidWorks e verificati dapprima tramite fem Ansys con modelli opportunamente tarati; successivamente, le tensioni ricavate dalla modellazione sono state utilizzate per verifiche analitiche ,secondo la normativa NTC 2008, delle saldature, dei fori , ecc.

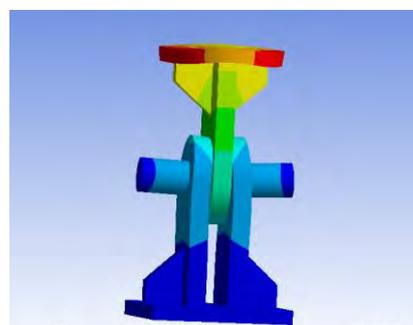


Figura 6.3 (2)Cerniera martinetto.

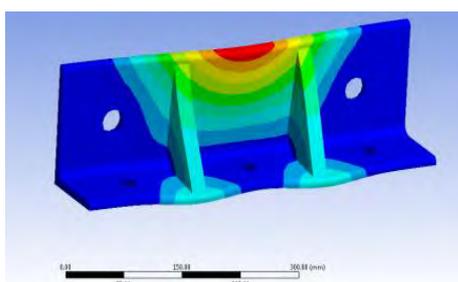


Figura 6.5 (4)Profilo tipo di collegamento.

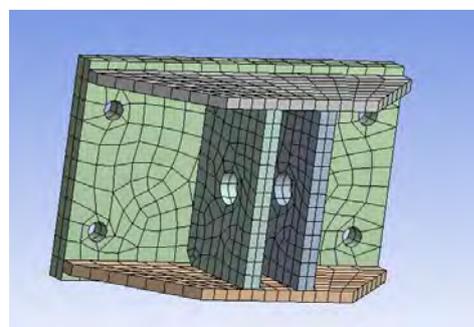


Figura 6.4 (3)Aggancio trave-biella.

Nella seguente figura (fig.6.6) è indicata la collocazione delle parti progettate all'interno del setup definitivo.

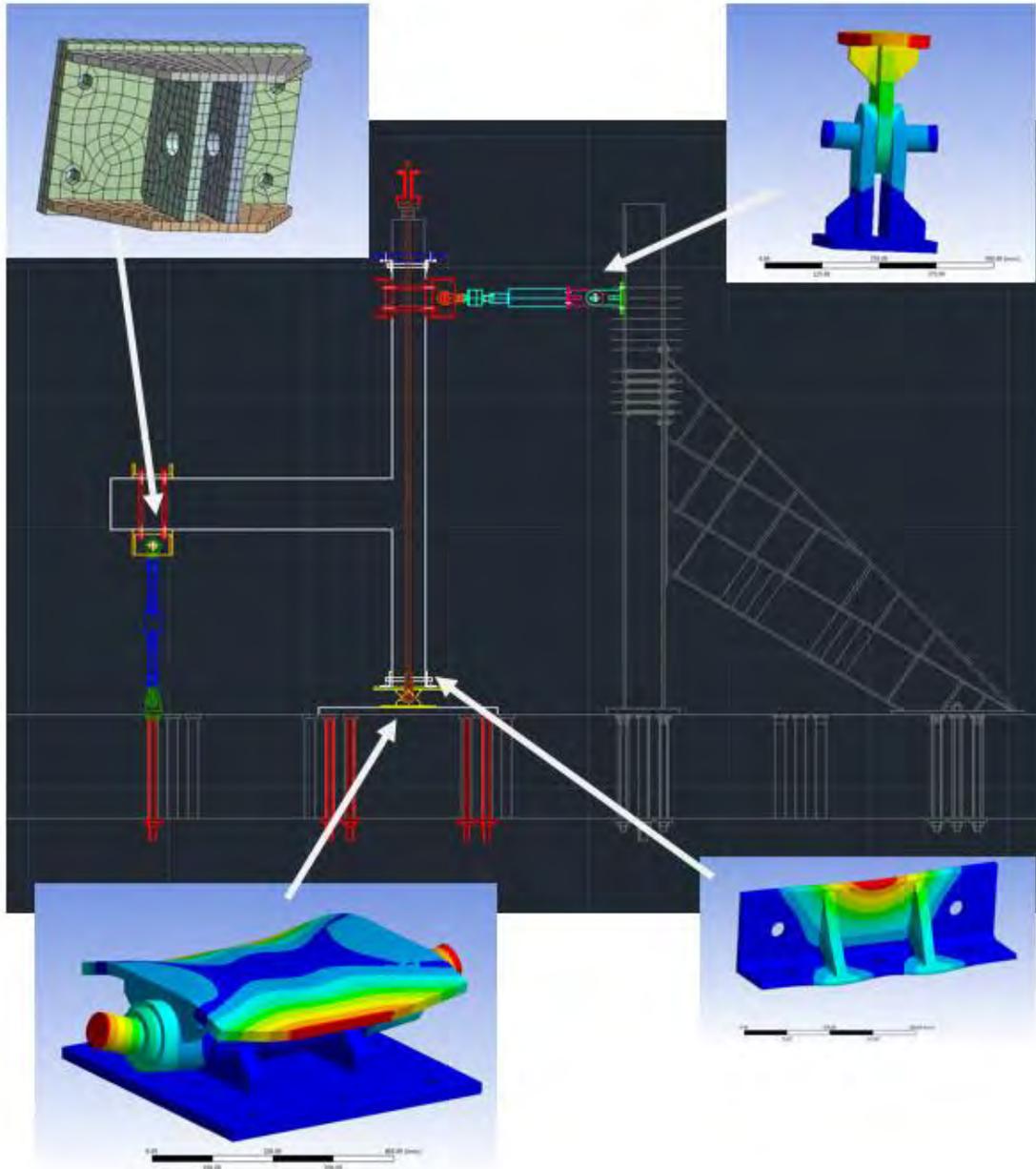


Figura 6.6 Collocazione elementi progettati.

6.1.1. Cerniera alla base

6.1.1.1. Disegni & modelli

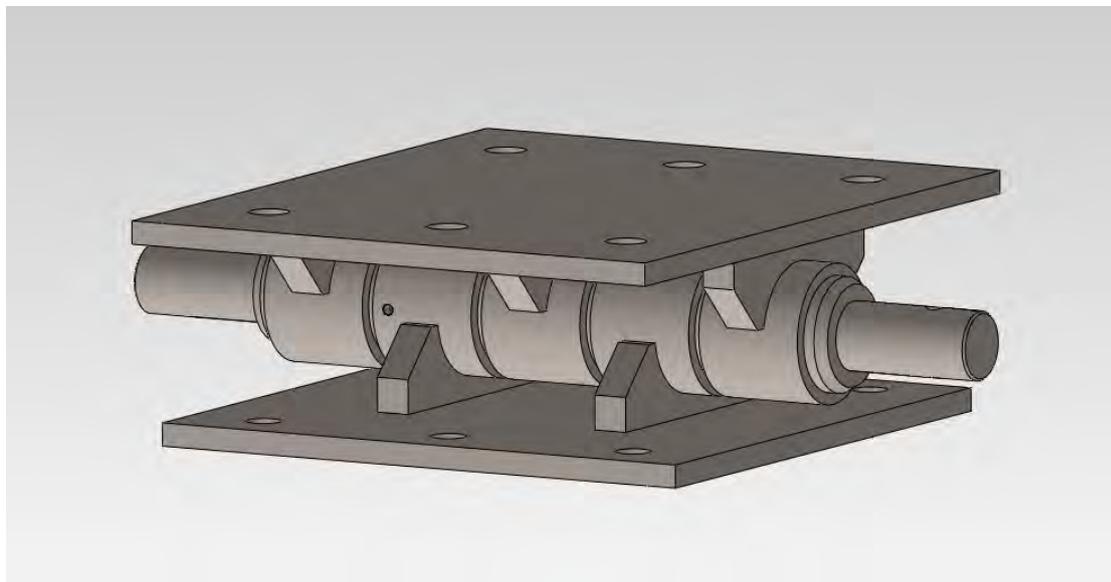


Figura 6.7 Cerniera di base.

La cerniera di base ha lo scopo di garantire la rotazione del pilastro dovuta alla spinta orizzontale del martinetto e di sopportare le 40 tonnellate di carico assiale costante.

Questo elemento è composto da tre pezzi separabili tra di loro: una parte inferiore, una parte superiore e il perno centrale.

La parte inferiore, che andrà vincolata al pavimento del laboratorio, è composta da una piastra di spessore 20 mm e di dimensioni 500X500 mm alla quale sono stati saldati due conici di tubo laminato a caldo e torniti internamente fino ad un diametro di 100mm all'interno del quale scorrerà il perno della cerniera; su uno di essi è stata prevista la possibilità di inserire un bullone M10 al fine di bloccare la rotazione durante il montaggio.

La piastra superiore simile a quella inferiore ha dimensioni 600X500mm con spessore di 20mm ed è saldata a 3 conici di tubo come la precedente.

I fori presenti sulla piastra hanno la funzione di agganciare i profili ad L, i quali avranno la funzione di fissare la base del pilastro alla cerniera stessa.

Il perno centrale, di lunghezza 810 mm e diametro ϕ 100 mm, svolge infine una doppia funzione: in primis unisce le 2 parti della cerniera permettendone la rotazione, in secondo luogo, tramite barre filettate, collega la cerniera alla trave di testata posta sulla sommità del pilastro; questa seconda funzione

permette alla trave stessa di fungere da contrasto per il martinetto assiale, che in questo modo riesce a scaricare la sua spinta sul provino.

Le barre filettate usate per questo collegamento sono unite al perno, lungo le rastremature, tramite golfari.

Per il perno della cerniera è stato utilizzato acciaio C-40, mentre per le altre componenti del set-up è stato utilizzato acciaio S-355.

Prima di arrivare alla versione definitiva della cerniera sono stati realizzati 2 modelli, i quali hanno permesso, facendone l'analisi tensionale, di evidenziare le problematiche delle varie parti.

Inizialmente la forza di compressione del pilastro è stata completamente applicata sulla superficie superiore della piastra (fig.6.8) mentre la forza trasmessa dai tiranti che collegano la piastra superiore alla trave di testata è distribuita sulla superficie completa delle due rastremature del perno (fig.6.9)(le aree su cui sono distribuite le forze sono evidenziate in rosso).

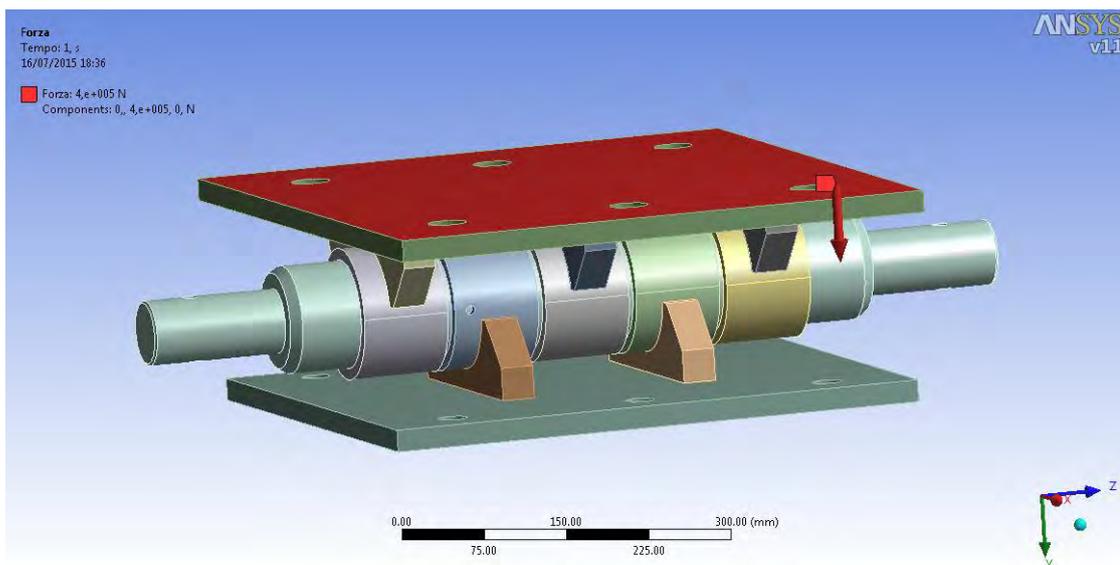


Figura 6.8 Distribuzione forze sulla cerniera di base(piastra).

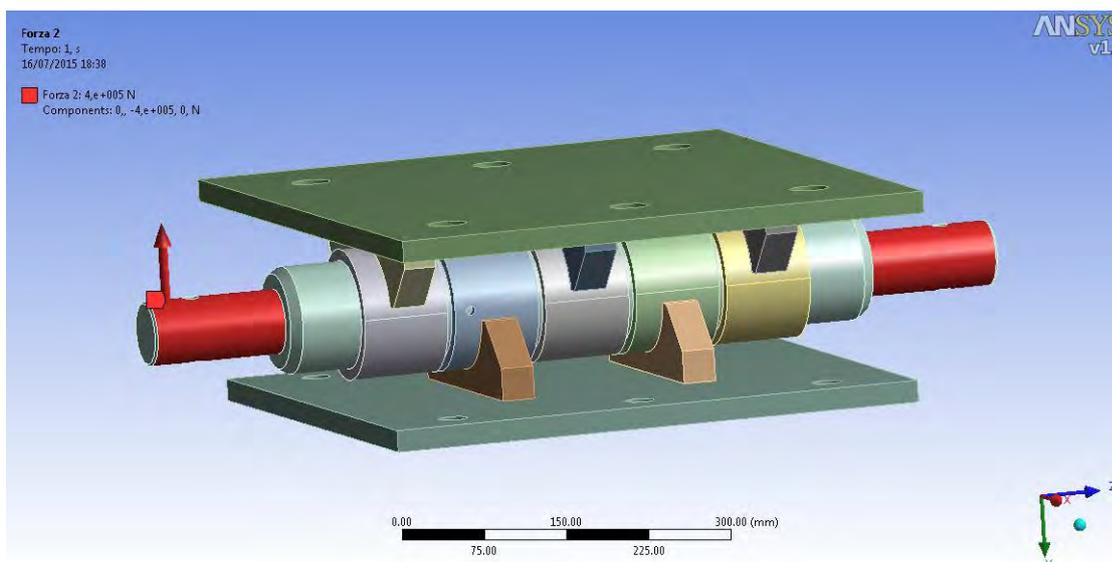


Figura 6.9 Distribuzione forze sulla cerniera di base (perno).

Dato che il pilastro scarica solo nella parte centrale della piastra superiore e le barre filettate di collegamento concentrano il loro sforzo di trazione solo al livello dei fori delle rastremature del perno si è deciso di creare un altro modello (fig.6.10) avente piastra superiore di superficie uguale alla sezione del pilastro e le rastremature del perno di lunghezza tali da coincidere con il punto di applicazione dello sforzo delle barre filettate.

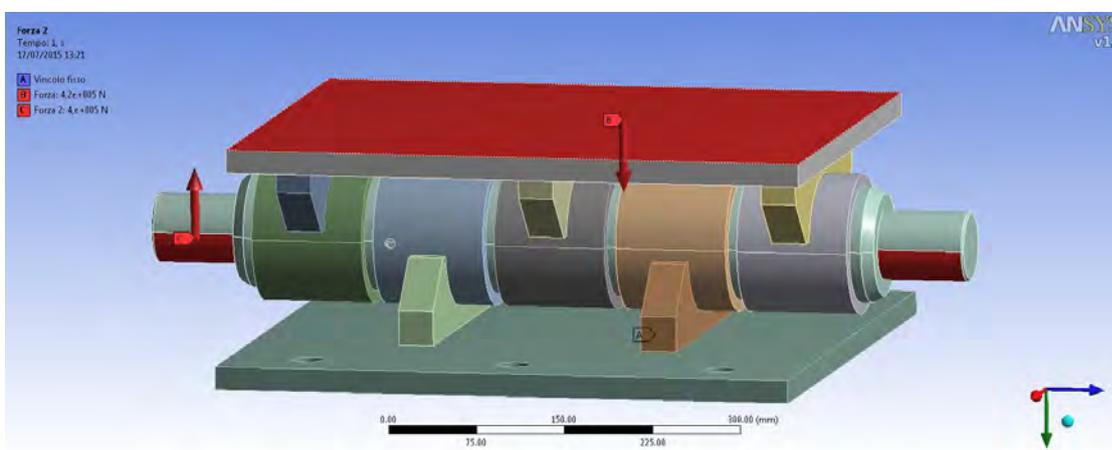


Figura 6.10 Applicazione delle forze sul modello semplificato.

La forza trasmessa dal provino è stata quindi distribuita su tutta la superficie superiore della piastra mentre, siccome le barre filettate si collegano al perno tramite golfare, si è deciso di applicare la forza di trazione trasmessa dalle stesse solo sulla superficie inferiore delle rastremature.

6.1.1.2. Analisi delle deformazioni

L'analisi dello stato deformativo è stato il primo segnale della necessità di correzione del modello iniziale, le deformazioni infatti sono sembrate da subito errate sia come entità che come posizionamento.

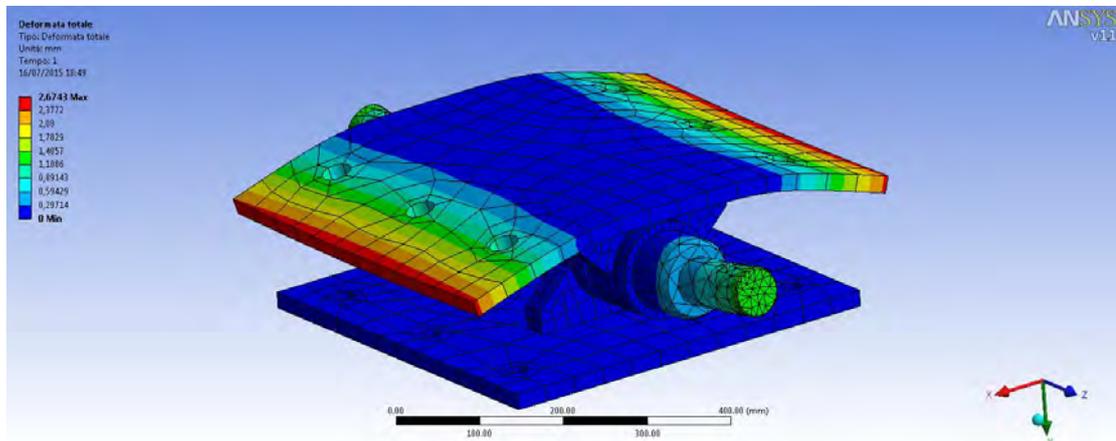


Figura 6.11 Deformazione cerniera di base modello 1.

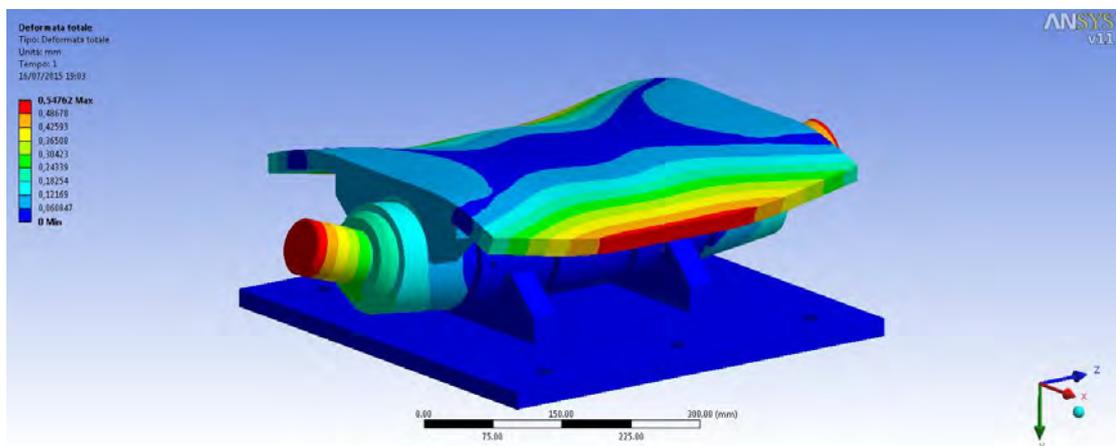


Figura 6.12 Deformazione cerniera di base modello 2.

Nello specifico, facendo un confronto fra i 2 casi e considerando la piastra superiore, il primo modello dà come spostamento massimo 2,6 mm mentre il secondo, più accurato, dà come spostamento massimo 0,5mm.

Anche osservando il perno si può notare una differenza quasi doppia del valore di deformazione: alle estremità si hanno infatti 1,2mm di spostamento per il primo modello e 0,54 mm per il secondo.

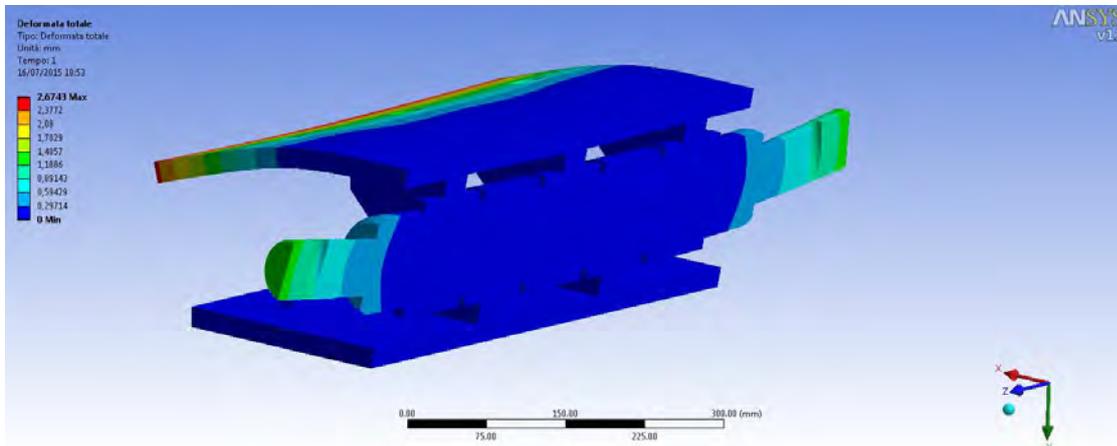


Figura 6.13 Rappresentazione in sezione della deformazione della cerniera di base (modello1).

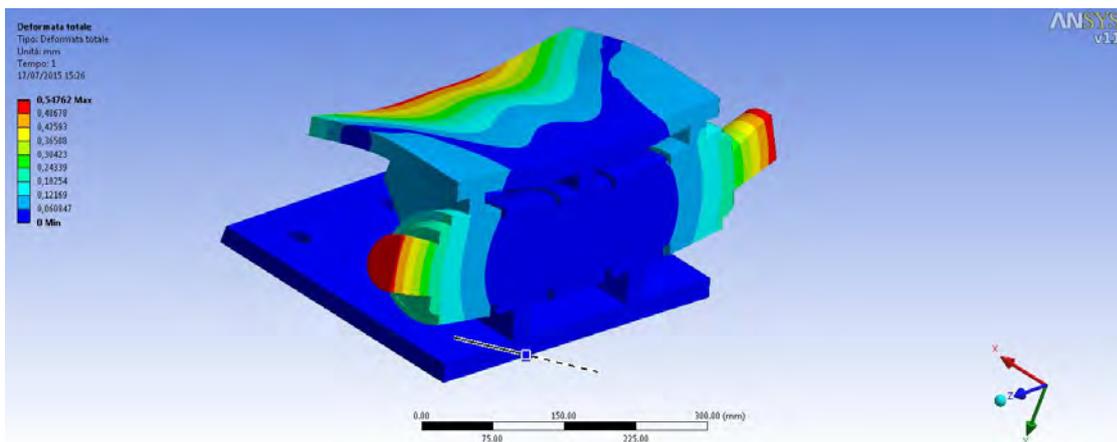


Figura 6.14 Rappresentazione in sezione della deformazione della cerniera di base (modello2).

6.1.1.3. Analisi tensioni

L'analisi delle tensioni ha confermato la bontà degli accorgimenti inseriti nel secondo modello; si nota infatti che le tensioni in gioco risultano abbastanza modeste, permettendo quindi alla cerniera di operare in totale sicurezza. Data la moderata entità dei carichi in gioco, confrontati con la capacità di resistenza dei singoli pezzi, si sarebbe potuto ridimensionarli diminuendone i costi, ma si è deciso di mantenere questo livello prestazionale in modo da consentire la possibilità di un riutilizzo del collegamento in prove future più sollecitanti.

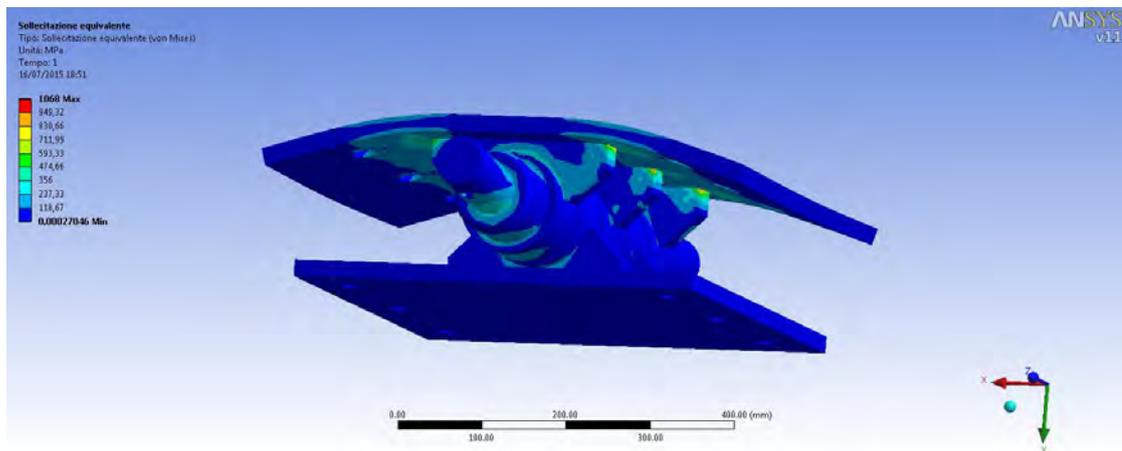


Figura 6.15 Sollecitazioni sulla cerniera di base Mod.1.

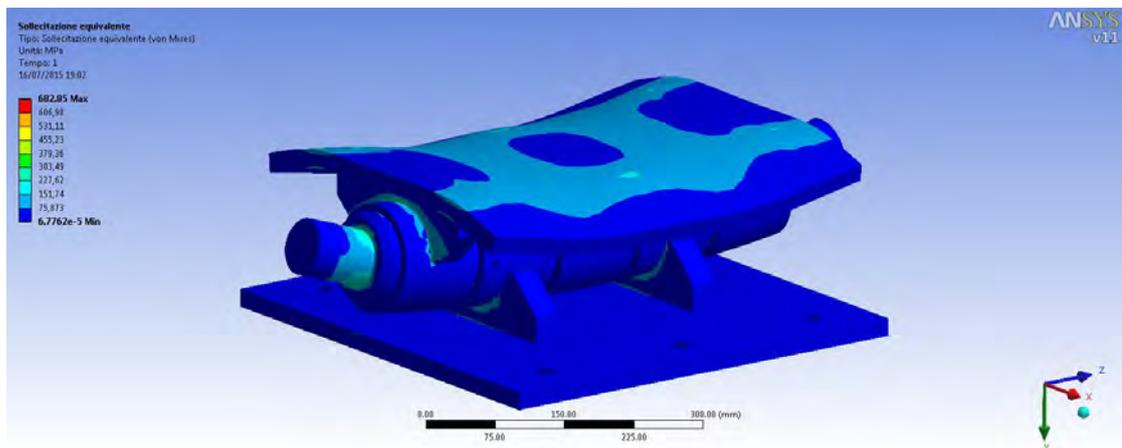


Figura 6.16 Sollecitazioni sulla cerniera di base Mod.2.

Nonostante i picchi sugli angoli, il secondo modello mostra come la cerniera sia sottoposta a tensioni limitate soprattutto sul perno dove i valori non superano i 200 Mpa.

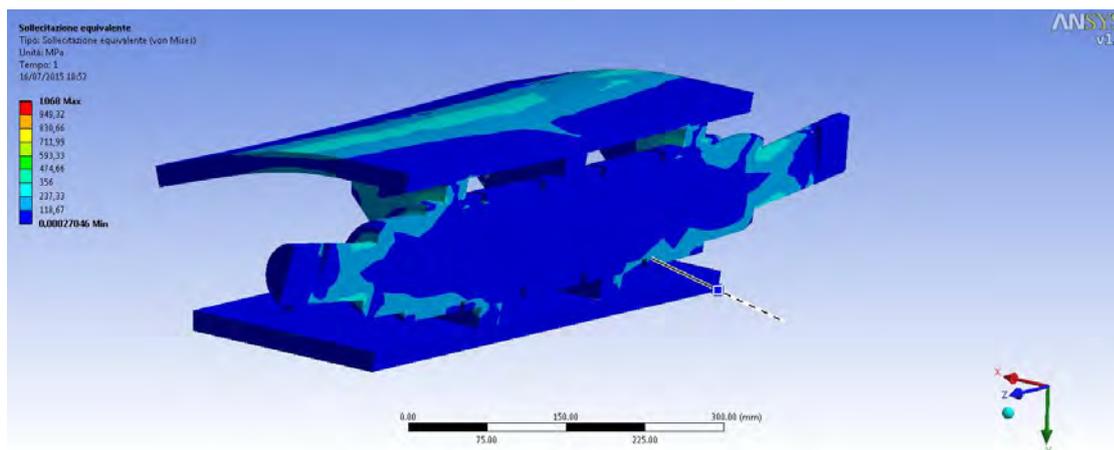


Figura 6.17 Vista in sezione delle sollecitazioni agenti sulla cerniera di base Mod.1.

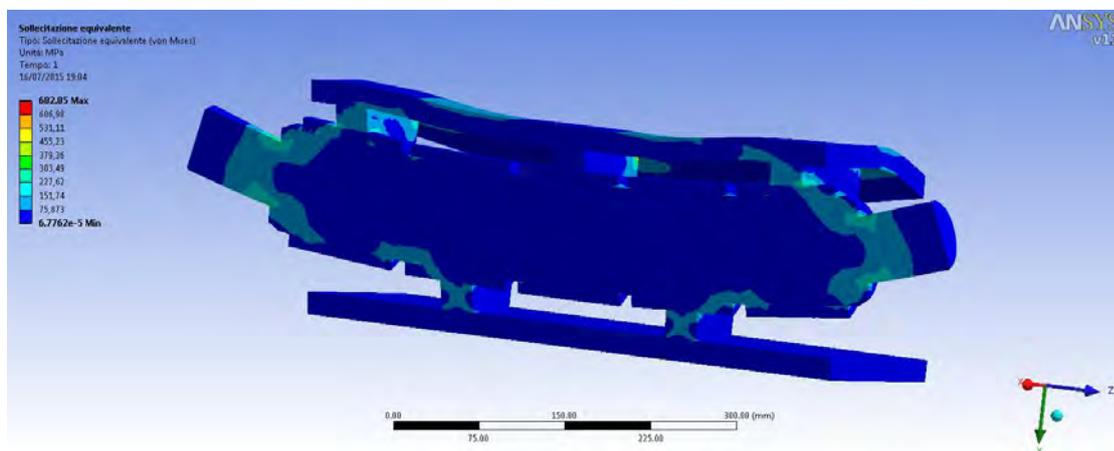


Figura 6.18 Vista in sezione delle sollecitazioni agenti sulla cerniera di base Mod.2.

6.1.1.4. Verifiche acciaio e saldature

Le verifiche analitiche svolte seguendo la normativa NTC 2008 (§4.2.8) e riguardano le bullonature, le saldature e il rifollamento dei fori

6.1.1.4.1. Verifica delle bullonature

I) VERIFICA DELLE VITI A TAGLIO

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

$F_{v,Ed}$ = forza scambiata tra vite e piastra sul piano di taglio considerato

$F_{v,Rd}$ = resistenza di calcolo al taglio per la vite considerata

$$F_{v,Rd} = \begin{cases} \frac{0.6 \cdot f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} & \text{(bulloni classi 4.6, 5.6, 8.8)} \\ \frac{0.5 \cdot f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} & \text{(bulloni classi 6.8, 10.9)} \\ \frac{0.6 \cdot f_{tb} A}{\gamma_{M2}} & \text{(se il piano di taglio interessa la parte non filettata della vite)} \end{cases}$$

f_{tb} = resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza = 1.25

A_{res} = sezione resistente della parte filettata della vite

A = sezione resistente della parte non filettata della vite

IV) VERIFICA A TRAZIONE DEI BULLONI

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}}$$

$F_{t,Ed}$ = forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$ = resistenza di calcolo a trazione del bullone

A_{res} = area della sezione di nocciolo della vite

f_{tb} = resistenza a rottura del materiale della vite

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza = 1.25

Inizialmente si è calcolato sia $F_{v,Rd}$ che $F_{t,Rd}$ per ogni diametro utilizzato nella realizzazione del setup di prova.

Resistenza bullonature e barre						
	d= 20 mm		d= 27 mm		d= 30 mm	
Classe	$F_{v,Rd}$ (N)	$F_{t,Rd}$ (N)	$F_{v,Rd}$ (N)	$F_{t,Rd}$ (N)	$F_{v,Rd}$ (N)	$F_{t,Rd}$ (N)
4.6	47040	70560	88128.00	132192	107712	161568
5.6	58800	88200	110160.00	165240	134640	201960
6.8	58800	105840	110160.00	198288	134640	242352
8.8	94080	141120	176256.00	264384	215424	323136
10.9	98000	176400	183600.00	330480	224400	403920

Dopodiché si è passati alla verifica delle unioni bullonate presenti sulla cerniera; non conoscendo ancora la classe dei bulloni che saranno utilizzati, è stata eseguita la verifica per ogni classe, in modo da dare la possibilità di scegliere la tipologia necessaria.

UPN & Cerniera parte inferiore

$F_{v,Ed}$ (N)	100000.00 N
$F_{t,Ed}$ (N)	400000.00 N

n° bulloni	6.00
------------	------

Azioni per singolo bullone

$F_{v,Ed}$ (N) sing.	16666.67 N
$F_{t,Ed}$ (N) sing.	66666.67 N

Classe	d=30 mm	
4.6	0.4495	Verificato
5.6	0.3596	Verificato
6.8	0.3203	Verificato
8.8	0.2247	Verificato
10.9	0.1922	Verificato

Cerniera parte superiore & Profili a L

F_{v,Ed} (N)	100000.00 N
F_{t,Ed} (N)	400000.00 N

n° bulloni	6.00
-------------------	------

Azioni per singolo bullone

F_{v,Ed} (N) sing.	16666.67 N
F_{t,Ed} (N) sing.	66666.67 N

Classe	d=27 mm	
4.6	0.5493	Verificato
5.6	0.4395	Verificato
6.8	0.3914	Verificato
8.8	0.2747	Verificato
10.9	0.2349	Verificato

Unione a taglio per attrito

L'unione tra cerniera superiore e profilo a L può essere vista come unione ad attrito, e quindi va calcolata di conseguenza

UNIONI A TAGLIO PER ATTRITO CON BULLONI AD ALTA RESISTENZA: RESISTENZA DI CALCOLO ALLO SCORRIMENTO

$$F_{s,Sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}}$$

n = numero delle superfici di attrito

μ = coefficiente di attrito tra le piastre a contatto nelle unioni precaricate: pari a 0.45 quando le giunzioni sono sabbiate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni, pari a 0.30 in tutti gli altri casi

F_{p,Cd} = forza di precarico del bullone: pari a 0.7 f_{tb} A_{res} in caso di serraggio controllato, altrimenti pari a 0.7 f_{tb} A_{res}/γ_{M7}

γ_{M3} = coefficiente di sicurezza = 1.25 (stati limite ultimi)

γ_{M7} = coefficiente di sicurezza = 1.10

d=	27	mm
γ_3	1.25	
γ_7	1.10	
n	1.00	
μ	0.30	

		Classe		
		8.8	10.9	
$F_{p,cd}$	Serr. Contr	257040	392700	N
	Altri casi	233672.7273	357000	N

		Classe		
		8.8	10.9	
$F_{s,Rd}$	Serr. Contr	61689.6	94248	N
	Altri casi	56081.45455	85680	N

Verifica		Classe	
		8.8	10.9
Serr. Controllato	$F_{s,Rd} > F_v, Ed$ (N) sing.	Verificato	Verificato
Altri casi		Verificato	Verificato

Classe	F_{b,Rd}		γ _{m2} =1.25 (dipendono dalla classe del bullone)
	Min	Max	
Fori esterni (1)	323	323	kN
Fori interni (2)	480	612	kN

Sollecitazione agente

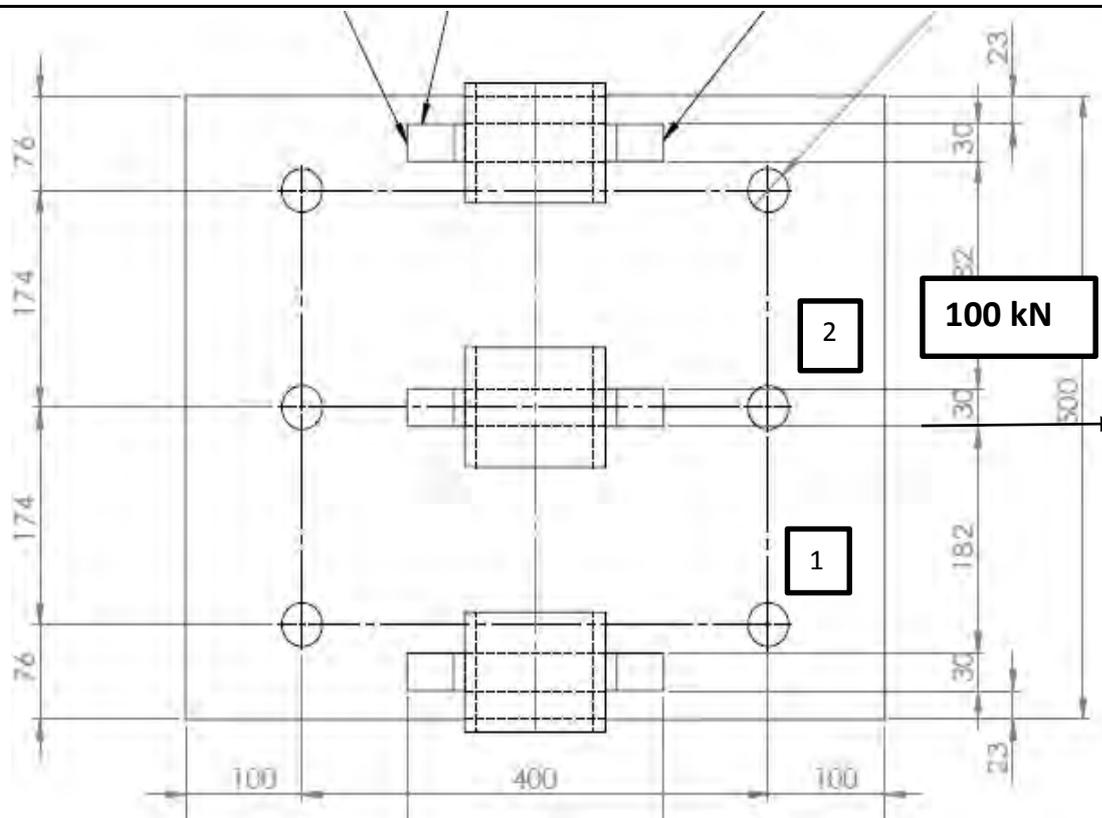
T	100 kN
n° fori	6

Sollecitazione per ogni foro 16.66666667 kN

Verifica

	Min	Max	(dipendono dalla classe del bullone)
Fori esterni (1)	Verificato	Verificato	kN
Fori interni (2)	Verificato	Verificato	kN

Cerniera parte Superiore



		F_{b,Rd}		$\gamma_{m2}=1.25$ (dipendono dalla classe del bullone)
		Min	Max	
Classe		4.6	>6.8	
Fori esterni (1)		480	612	kN
Fori interni (2)		480	612	kN

Sollecitazione agente

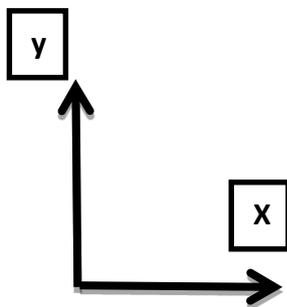
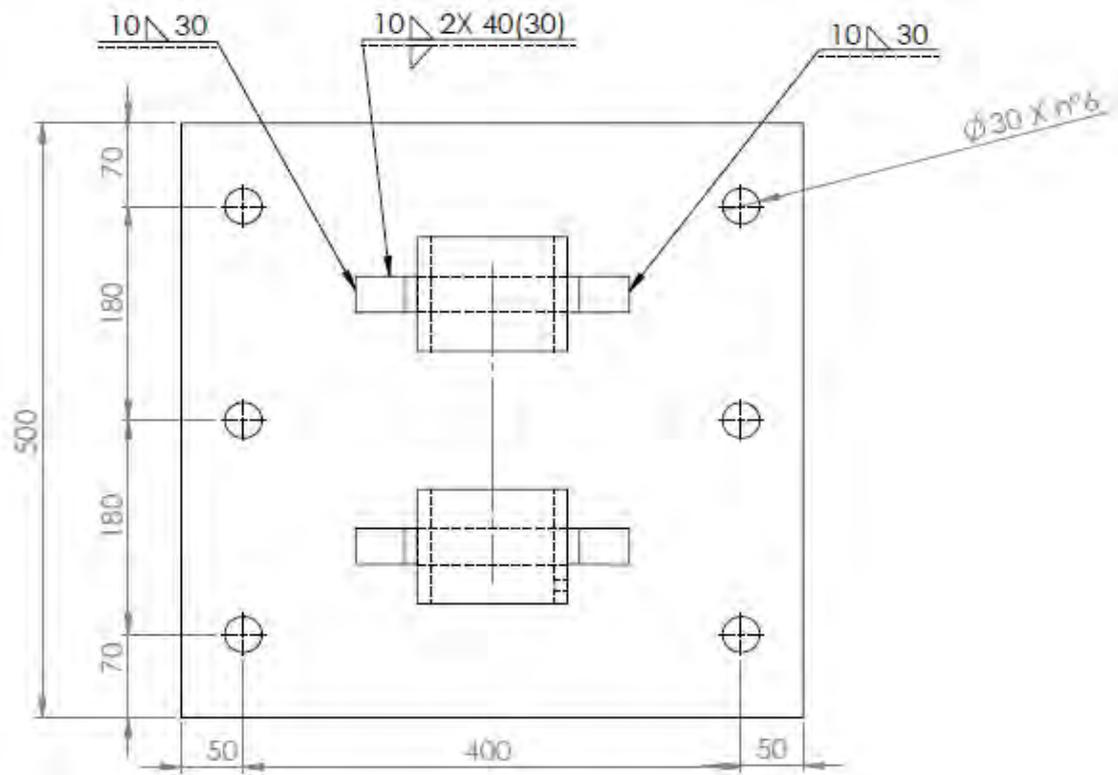
T	100 kN
n° fori	6

Sollecitazione per ogni foro	16.66666667 kN
------------------------------	----------------

Verifica

		Min	Max	(dipendono dalla classe del bullone)
		Fori esterni (1)	Verificato	
Fori interni (2)	Verificato	Verificato	kN	

6.1.1.4.3. Verifica delle saldature



Sollecitazioni		
Dir X	100	kN
Dir Y	0	kN
Dir Z	400	kN

Saldature dir. X

Sollecitazioni	
N (N)	0
T _{//} (N)	10000 0
T _⊥ (N)	40000 0
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	10
l (mm)	480
n° cordoni	12
γ _{M2}	1.25
a (mm)	7.07

f _{yk} (N/mm ²)	355
f _{tk} (N/mm ²)	510

Acciaio	f _{yk} (N/mm ²)	f _{tk} (N/mm ²)	β _w	β ₁	β ₂
S235	235	360	0.8	0.85	1
S275	275	430	0.85	0.7	0.85
S355	355	510	0.9	0.7	0.85
S450	440	550			
S235 N/NL	275	390			
S355 N/NL	355	490	0.9		
S420 N/NL	420	520	1	0.62	0.75
S460 N/NL	460	540	1	0.62	0.75
S235 M/ML	275	370			
S355 M/ML	355	470	0.9		
S420 M/ML	420	520	1		
S460 M/ML	460	540	1		
S235 W	235	360	0.8		
S355 W	355	510	0.9		

Verifica con formula 4.2.76

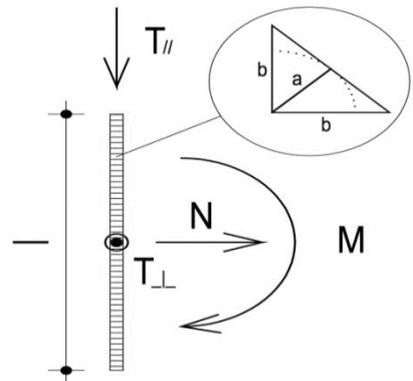
$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β _w	0.9
f _{w,d} (N/mm ²)	261.7 32
F _{T//} (N/mm)	17.36 1
F _{T⊥} (N/mm)	69.44 4

F _{T TOT} (N/mm)	71.5 82
F _{⊥ N} (N/mm)	0.00 0
F _{⊥ M} (N/mm)	0.00 0
F _{⊥ TOT} (N/mm)	0.00 0

F _{w,Ed} (N/mm)	71.58 2
F _{w,Rd} (N/mm)	1850. 726

S/R	OK
0.039	



Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp})^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0.7		
β_2	0.85	$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	0.00 00
$t_{//}$ (N/mm ²)	2.455 2	$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.00 00
t_{\perp} (N/mm ²)	9.820 9	n_{\perp} (N/mm ²)	0.00 00

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	10.12 32	S/R	OK
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248.5 000	0.04	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	9.820 9	S/R	OK
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301.7 500	0.03	

Saldature dir. Y

Sollecitazioni	
N (N)	10000 0
$T_{//}$ (N)	0
T_{\perp} (N)	40000 0
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	10
l (mm)	120
n° cordoni	4
γ_{M2}	1.25
a (mm)	7.07

f_{yk} (N/mm ²)	355
f_{tk} (N/mm ²)	510

Acciaio	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	β_w	β_1	β_2
S235	235	360	0.8	0.85	1
S275	275	430	0.85	0.7	0.85
S355	355	510	0.9	0.7	0.85
S450	440	550			
S235 N/NL	275	390			
S355 N/NL	355	490	0.9		
S420 N/NL	420	520	1	0.62	0.75
S460 N/NL	460	540	1	0.62	0.75
S235 M/ML	275	370			
S355 M/ML	355	470	0.9		
S420 M/ML	420	520	1		
S460 M/ML	460	540	1		
S235 W	235	360	0.8		
S355 W	355	510	0.9		

Verifica con formula

4.2.76

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$ con $F_{w,Rd} =$

$a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$

β_w	0.9	$F_{T\text{TOT}}$ (N/mm)	833.3 33
$f_{w,d}$ (N/mm ²)	261.7 32	$F_{\perp N}$ (N/mm)	208.3 33
$F_{T//}$ (N/mm)	0.000	$F_{\perp M}$ (N/mm)	0.000
$F_{T\perp}$ (N/mm)	833.3 33	$F_{\perp\text{TOT}}$ (N/mm)	208.3 33

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	858.9 80	S/R	OK
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	1850. 726	0.464	

Verifica con formula

4.2.78 e 4.2.79

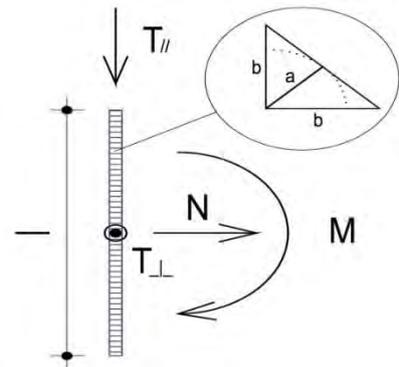
$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

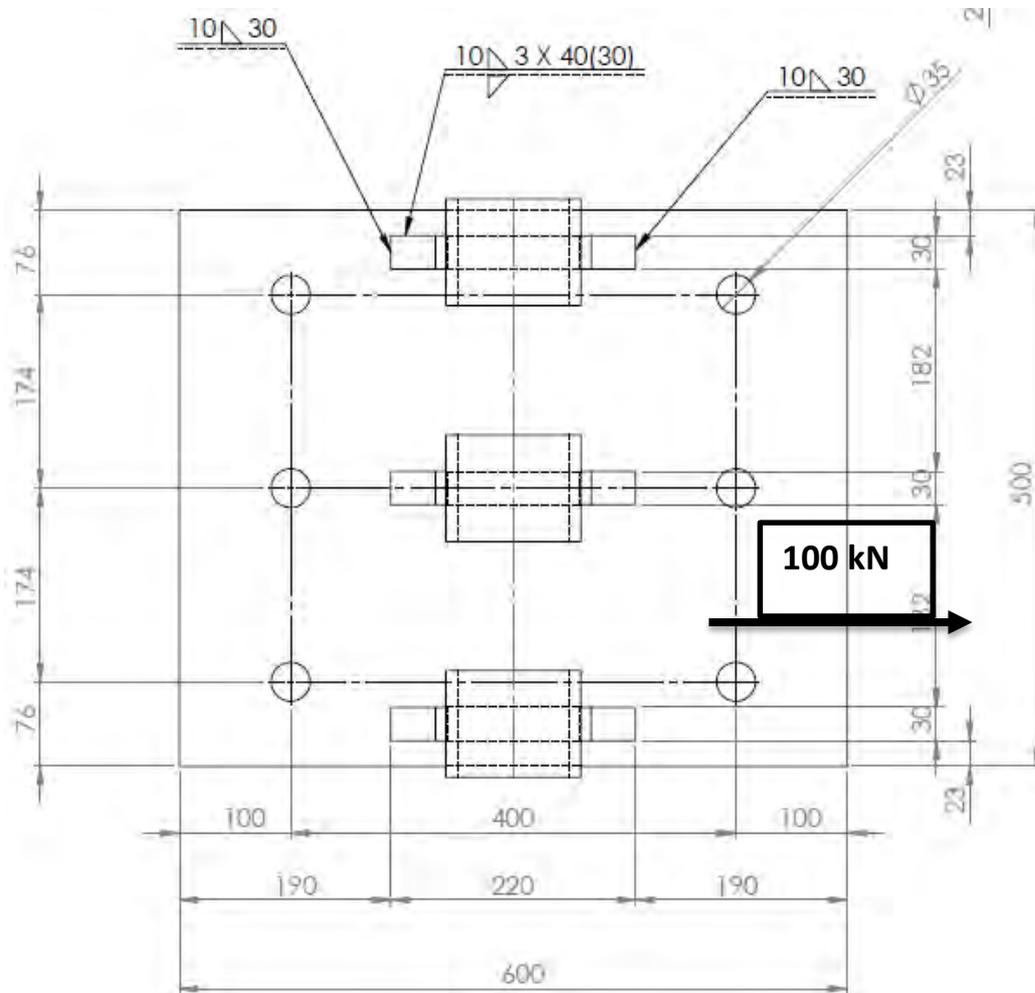
β_1	0.7	$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	29.46 28
β_2	0.85	$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.000 0
$t_{//}$ (N/mm ²)	0.000 0	n_{\perp} (N/mm ²)	29.46 28
t_{\perp} (N/mm ²)	117.8 511		

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	121.4 782	S/R	OK
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248.5 000	0.49	

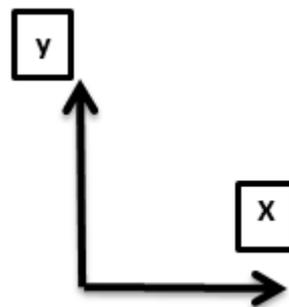
$ n_{\perp} + t_{\perp} $	147.3 139	S/R	OK
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301.7 500	0.49	



Cerniera parte Superiore



Sollecitazioni		
Dir X	100	kN
Dir Y	0	kN
Dir Z	400	kN



Saldature dir. X

Sollecitazioni	
N (N)	0
T _{//} (N)	10000 0
T _⊥ (N)	40000 0
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	10
l (mm)	720
n° cordoni	18
γ _{M2}	1.25
a (mm)	7.07

f _{yk} (N/mm ²)	355
f _{tk} (N/mm ²)	510

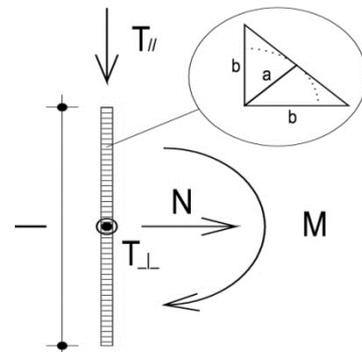
Acciaio	f _{yk} (N/mm ²)	f _{tk} (N/mm ²)	β _w	β ₁	β ₂
S235	235	360	0.8	0.85	1
S275	275	430	0.85	0.7	0.85
S355	355	510	0.9	0.7	0.85
S450	440	550			
S235 N/NL	275	390			
S355 N/NL	355	490	0.9		
S420 N/NL	420	520	1	0.62	0.75
S460 N/NL	460	540	1	0.62	0.75
S235 M/ML	275	370			
S355 M/ML	355	470	0.9		
S420 M/ML	420	520	1		
S460 M/ML	460	540	1		
S235 W	235	360	0.8		
S355 W	355	510	0.9		

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β _w	0.9	F _{T TOT} (N/mm)	31.8 14
f _{w,d} (N/mm ²)	261.7 32	F _{⊥ N} (N/mm)	0.00 0
F _{T//} (N/mm)	7.716	F _{⊥ M} (N/mm)	0.00 0
F _{T⊥} (N/mm)	30.86 4	F _{⊥ TOT} (N/mm)	0.00 0

F _{w,Ed} (N/mm)	31.81 4	S/R	OK
F _{w,Rd} (N/mm)	1850. 726	0.017	



Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β ₁	0.7	n _{⊥ N} (N/mm ²)	0.00 00
β ₂	0.85		

$t_{//}$ (N/mm ²)	1.091 2	$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.00 00
t_{\perp} (N/mm ²)	4.364 9	n_{\perp} (N/mm ²)	0.00 00

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	4.499 2	S/R	OK
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248.5 000	0.02	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	4.364 9	S/R	OK
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301.7 500	0.01	

Saldature dir. Y

Sollecitazioni	
N (N)	10000 0
$T_{//}$ (N)	0
T_{\perp} (N)	40000 0
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	10
l (mm)	180
n° cordoni	6
γ_{M2}	1.25
a (mm)	7.07

f_{yk} (N/mm ²)	355
f_{tk} (N/mm ²)	510

Acciaio	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	β_w	β_1	β_2
S235	235	360	0.8	0.85	1
S275	275	430	0.85	0.7	0.85
S355	355	510	0.9	0.7	0.85
S450	440	550			
S235 N/NL	275	390			
S355 N/NL	355	490	0.9		
S420 N/NL	420	520	1	0.62	0.75
S460 N/NL	460	540	1	0.62	0.75
S235 M/ML	275	370			
S355 M/ML	355	470	0.9		
S420 M/ML	420	520	1		
S460 M/ML	460	540	1		
S235 W	235	360	0.8		
S355 W	355	510	0.9		

Verifica con formula

4.2.76

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$ con $F_{w,Rd} =$

$a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$

β_w	0.9	$F_{T\text{TOT}}$ (N/mm)	370.3 70
$f_{w,d}$ (N/mm ²)	261.7 32	$F_{\perp N}$ (N/mm)	92.59 3

$F_{T//}$ (N/mm)	0.000	$F_{\perp M}$ (N/mm)	0.000
$F_{T\perp}$ (N/mm)	370.3 70	$F_{\perp TOT}$ (N/mm)	92.59 3

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	381.7 69	S/R	OK
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	1850. 726	0.206	

Verifica con formula

4.2.78 e 4.2.79

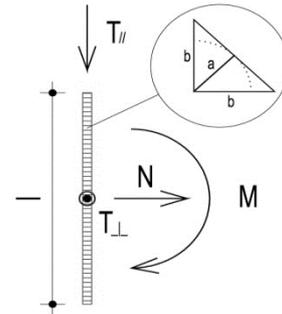
$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0.7	$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	13.09 46
β_2	0.85	$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.000 0
$t_{//}$ (N/mm ²)	0.000 0	n_{\perp} (N/mm ²)	13.09 46
t_{\perp} (N/mm ²)	52.37 83		

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	53.99 03	S/R	OK
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248.5 000	0.22	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	65.47 29	S/R	OK
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301.7 500	0.22	



6.1.2. Cerniera Martinetto

6.1.2.1. Disegni & modelli

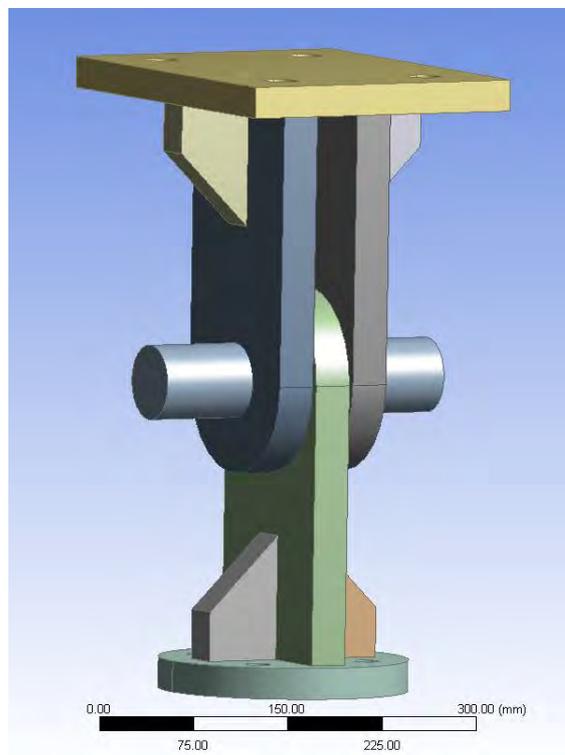


Figura 6.19 Immagine cerniera martinetto.

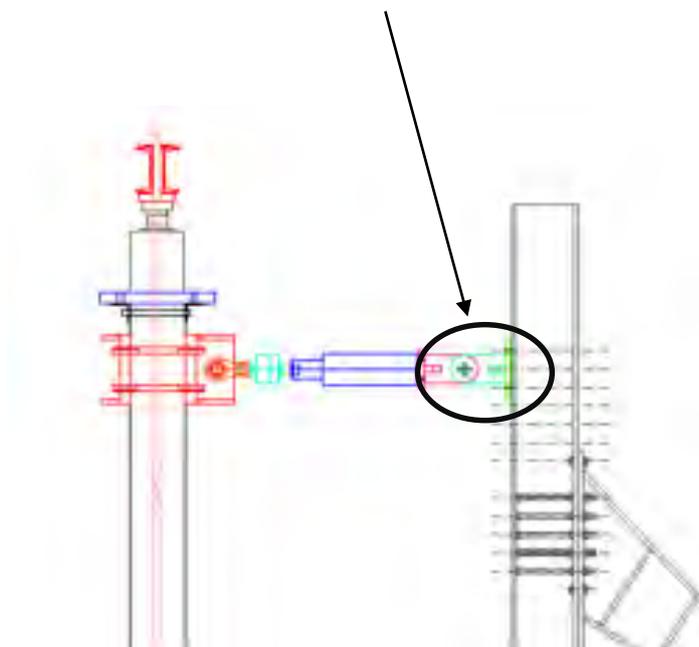


Figura 6.20 Collocazione cerniera martinetto.

La seconda cerniera è stata progettata per collegare il martinetto orizzontale, che genera la spinta trasversale, al supporto del setup. Come la cerniera alla base è composta da tre parti distinte. La prima ("forcella femmina") comprende una piastra quadrata 300x230x25 mm (dotata di 4 fori $\phi 27$ per poter essere imbullonata al supporto) su cui sono state saldate 2 forcelle forate all'estremità.

La seconda parte ("forcella maschio") è una piastra circolare di diametro 200 e spessore 25 mm su cui è saldata un'unica forcella forata. In entrambe le piastre la connessione con le forcelle è stata rafforzata dall'utilizzo di 4 fazzoletti trapezoidali di spessore 30 mm. L'ultima parte comprende un perno $\phi 60$ mm filettato agli estremi di lunghezza 250 mm che andrà a collegare le due parti precedenti inserendosi nei fori delle forcelle. Il perno sarà vincolato da 2 dadi medi M60.

Il metallo utilizzato per le parti saldabili è acciaio S355j mentre per il perno di rotazione si è utilizzato ancora acciaio al carbonio C40.

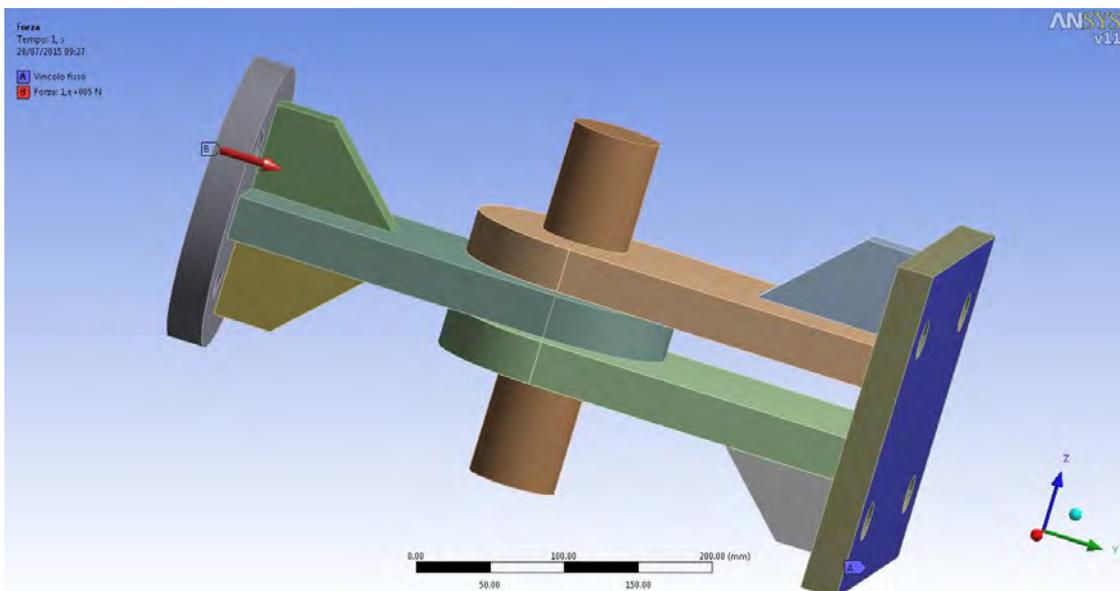


Figura 6.21 Punti di applicazione delle forze sulla cerniera martinetto.

L'analisi fem di questa cerniera è stata fatta senza modifiche al progetto originale. L'unico vincolo imposto è un incastro completo sulla superficie di contatto tra la piastra quadrata e il supporto del setup mentre la forza applicata alla superficie esterna della piastra circolare varia da 100 a -100KN.

6.1.2.2. Analisi tensioni

L'analisi delle tensioni è stata fatta sia per la fase di spinta che per la fase di tiro; in entrambi i casi le sollecitazioni a cui è sottoposta la cerniera durante la prova sono di molto inferiori alla resistenza di progetto. Il sovradimensionamento delle parti è stato voluto nell'ipotesi di un riutilizzo futuro in altre prove con azioni più sollecitanti.

Di seguito sono riportate le tensioni di Von Mises e le deformazioni derivanti dalla spinta del martinetto (la cerniera è compressa).

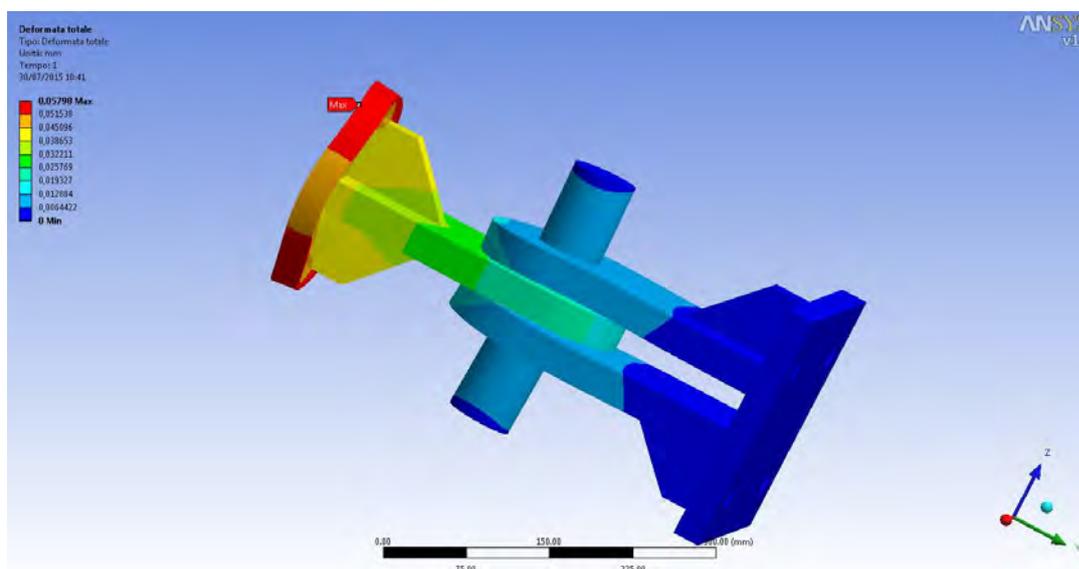


Figura 6.22 Fase di spinta: deformazione totale cerniera martinetto.

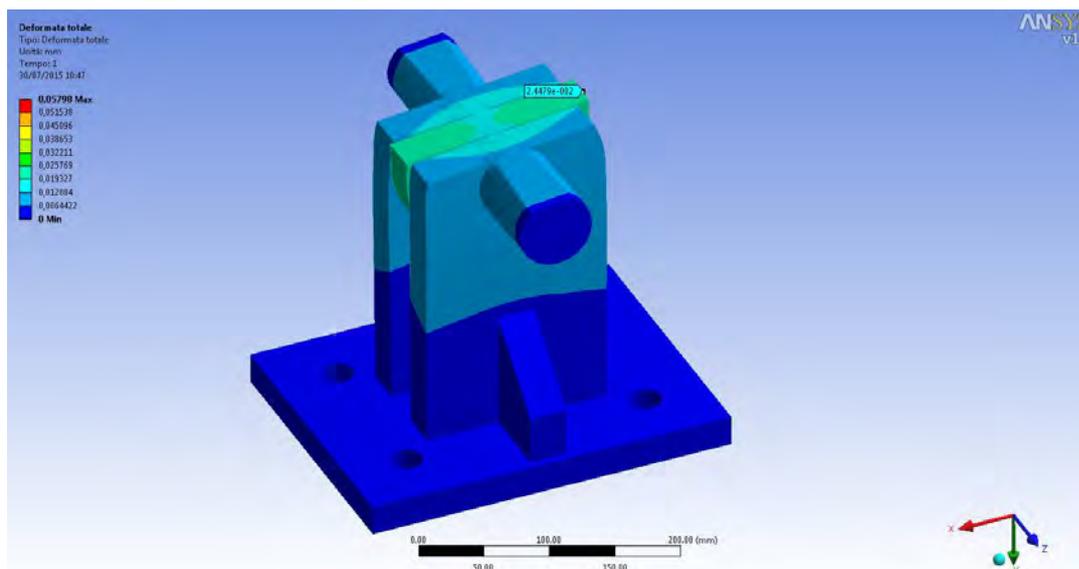


Figura 6.23 Fase di spinta: deformazione totale cerniera martinetto (sezione).

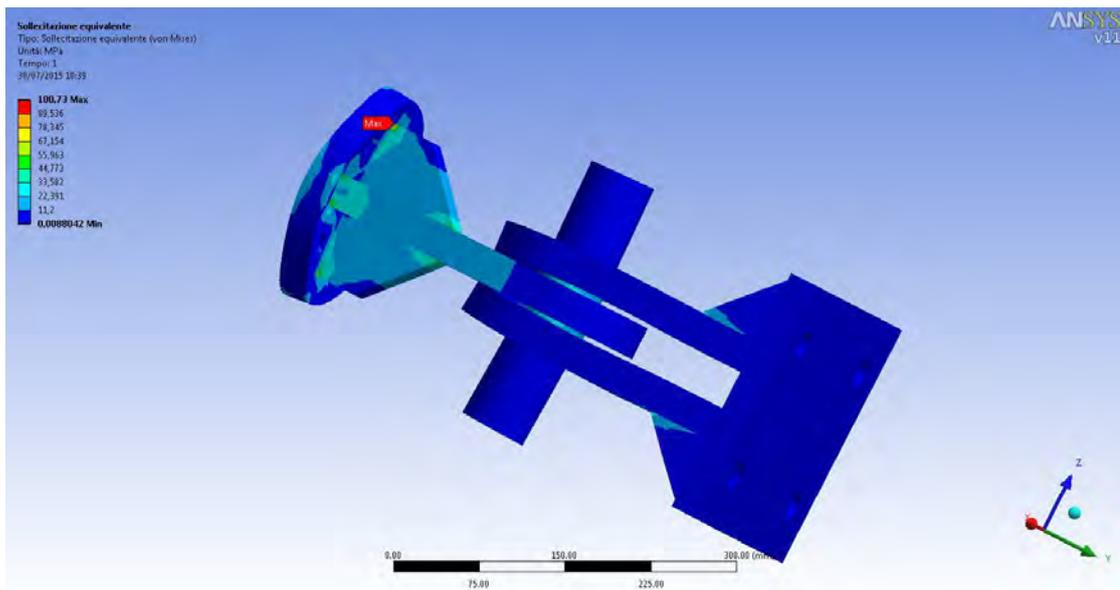


Figura 6.24 Fase di spinta: sollecitazione equivalente cerniera di base.

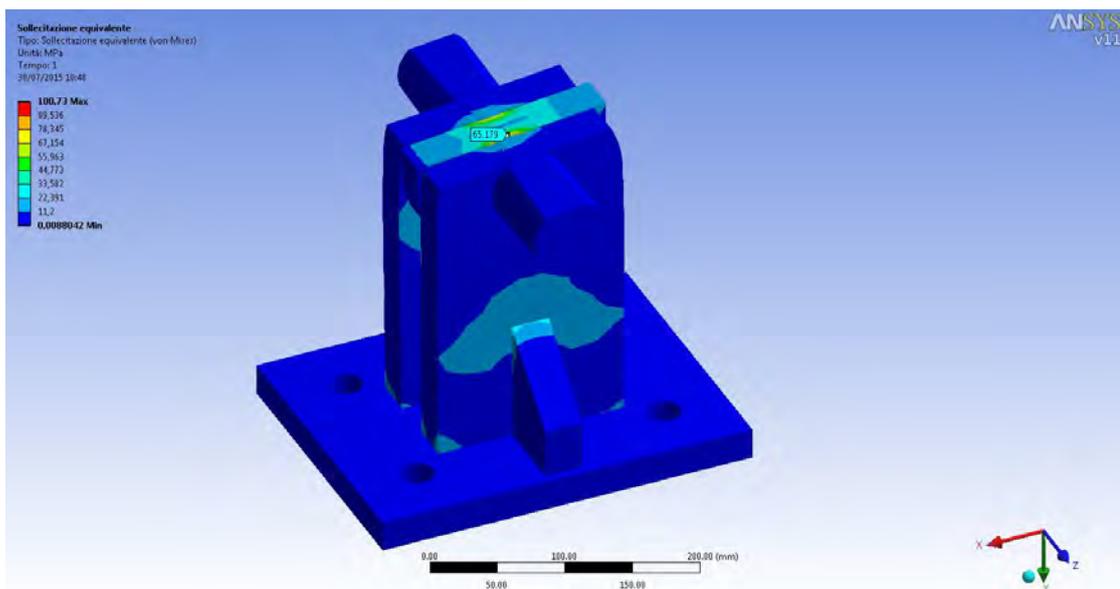


Figura 6.25 Fase di spinta: sollecitazione equivalente cerniera di base (sezione).

Le immagini seguenti riportano invece le tensioni e le deformazioni in gioco durante la fase di tiro del martinetto, fase in cui la cerniera è sottoposta a sforzo di trazione.

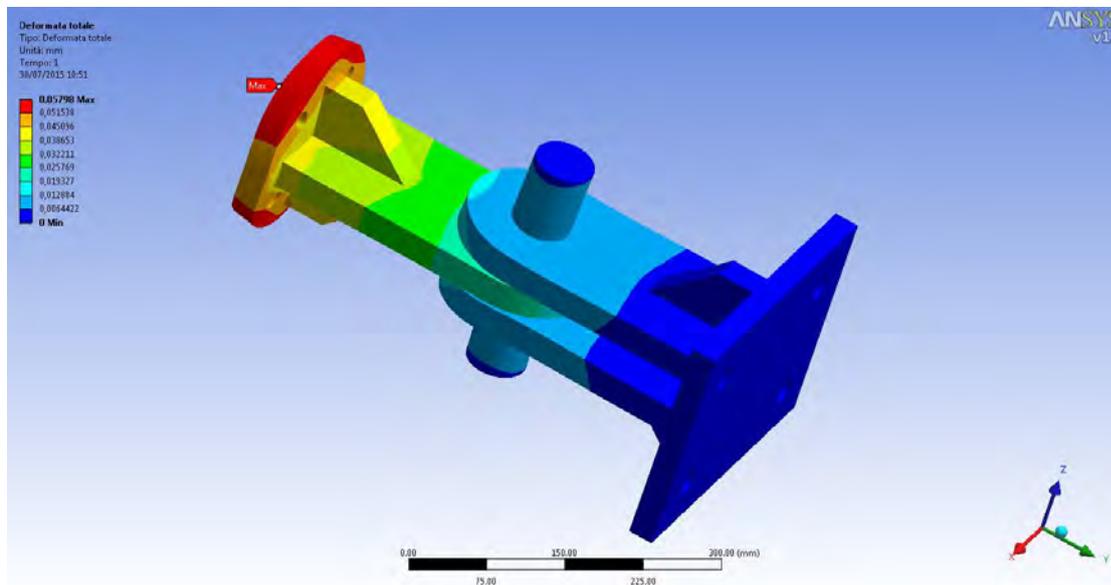


Figura 6.26 Fase di tiro: deformazione totale cerniera martinetto.

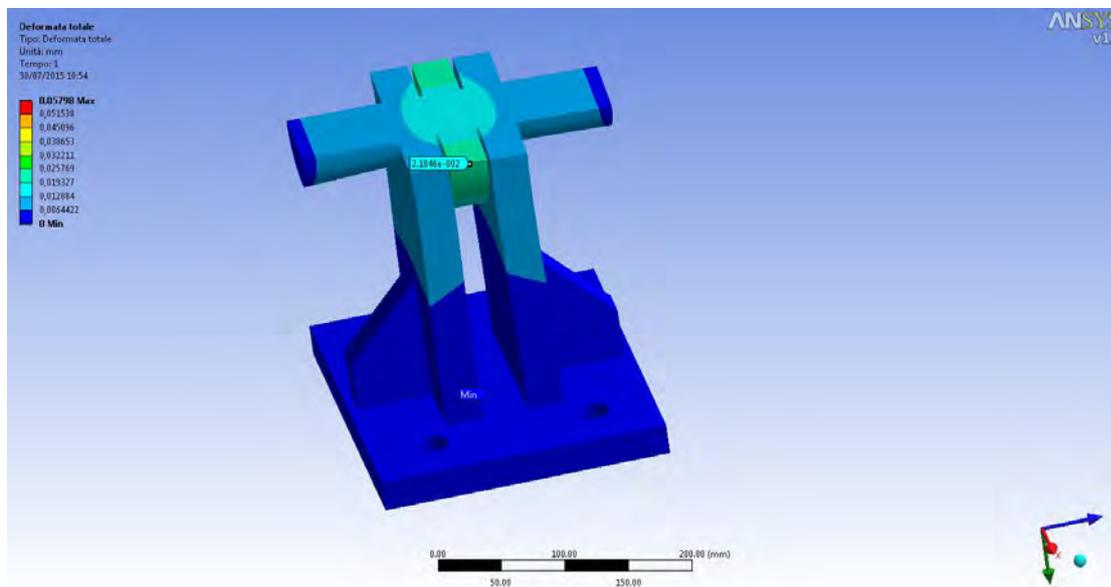


Figura 6.27 Fase di tiro: deformazione totale cerniera martinetto (sezione).

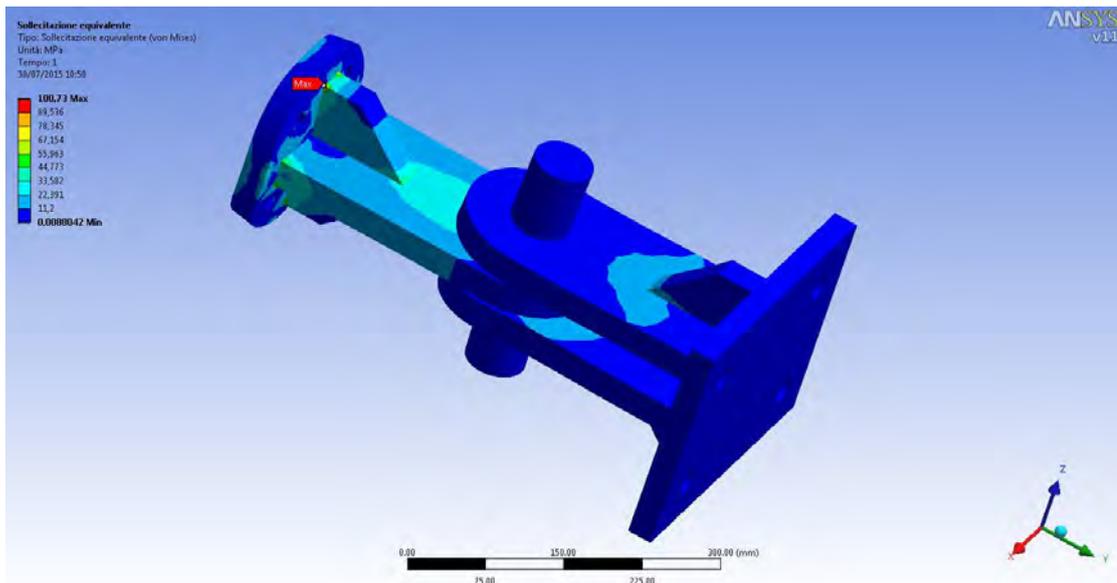


Figura 6.28 Fase di tiro: sollecitazione equivalente cerniera di base.

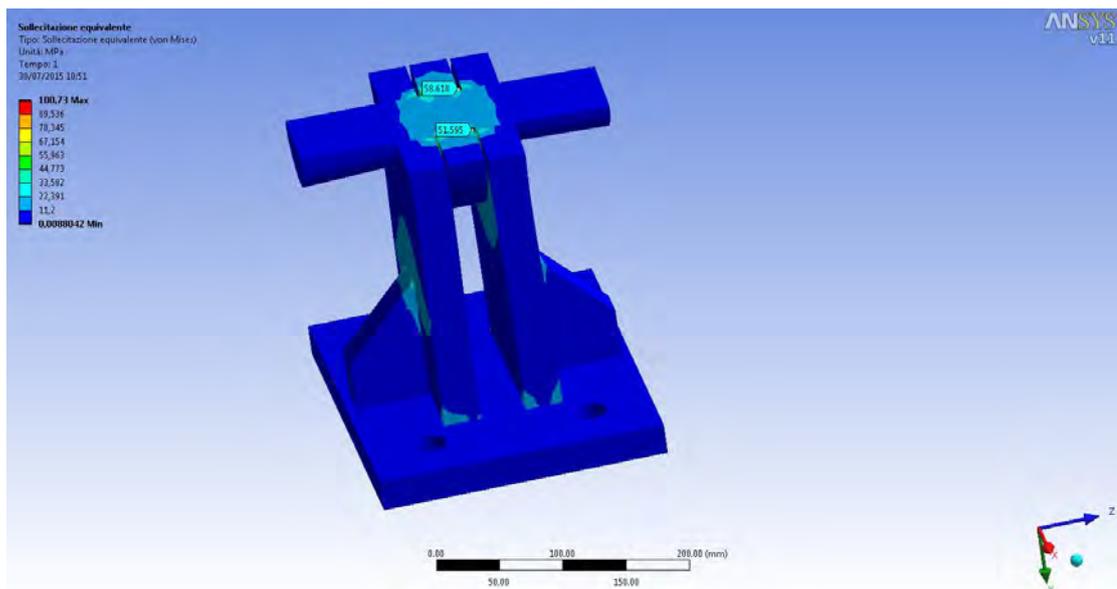


Figura 6.29 Fase di tiro: sollecitazione equivalente cerniera di base (sezione).

In entrambe le situazioni le tensioni sono sostanzialmente le stesse. Occorre precisare che nonostante la forza di spinta e tiro del martinetto sia di 100 kN, la sollecitazione trasmessa alla cerniera sarà "smorzata" dalla deformabilità dei provini.

Si è voluto comunque mantenere tale forza in fase di calcolo in favore di sicurezza.

6.1.2.3. Verifiche acciaio e saldature

6.1.2.3.1. Verifica delle bullonature

Cerniera Martinetto Orizzontale - Parte 1-Lato martinetto

Fv,Ed (N)	200000.00 N
Ft,Ed (N)	100000.00 N

n° bulloni	4.00
-------------------	------

Azioni per singolo bullone

Fv,Ed (N) sing.	50000.00 N
Ft,Ed (N) sing.	25000.00 N

Classe	d=20 mm	
4.6	1.3160	NON Verificato
5.6	1.0528	NON Verificato
6.8	1.0191	NON Verificato
8.8	0.6580	Verificato
10.9	0.6114	Verificato

Cerniera Martinetto Orizzontale - Parte 2- Lato contrasto

Fv,Ed (N)	200000.00 N
Ft,Ed (N)	100000.00 N

n° bulloni	4.00
-------------------	------

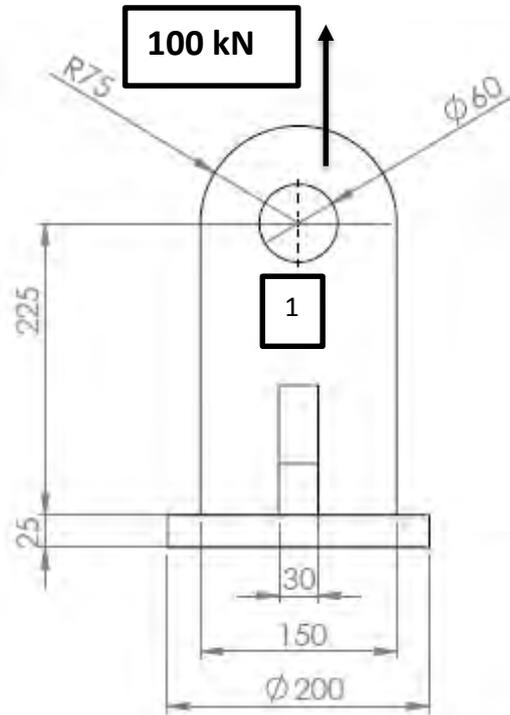
Azioni per singolo bullone

Fv,Ed (N) sing.	50000.00 N
Ft,Ed (N) sing.	25000.00 N

Classe	d=27 mm	
4.6	0.7024	Verificato
5.6	0.5620	Verificato
6.8	0.5439	Verificato
8.8	0.3512	Verificato
10.9	0.3264	Verificato

6.1.2.3.2. Verifica a rifollamento

Cerniera Martinetto Orizzontale - Parte 1-Lato martinetto



	F_{b,Rd}		$\gamma_{m2}=1.25$ (dipendono dalla classe del bullone)
	Min	Max	
Classe	4.6	>4.6	
Fori esterni (1)	511	511	kN
Fori interni (2)			kN

Sollecitazione agente

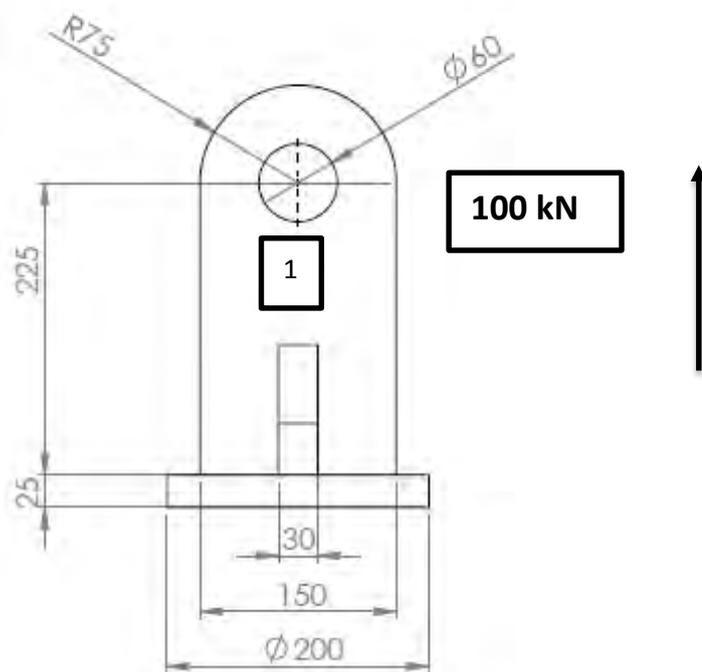
T	100 kN
n° fori	1

Sollecitazione per ogni foro	100 kN
------------------------------	--------

Verifica

	Min	Max	(dipendono dalla classe del bullone)
Fori esterni (1)	Verificato	Verificato	kN
Fori interni (2)	NON Verificato	NON Verificato	kN

Cerniera Martinetto Orizzontale - Parte 2- Lato contrasto



	$F_{b,Rd}$		$\gamma_{m2}=1.25$ (dipendono dalla classe del bul-lone)
	Min	Max	
Classe	4.6	>4.6	
Fori esterni (1)	511	511	kN
Fori interni (2)			kN

Sollecitazione agente

T	100 kN
n° fori	2

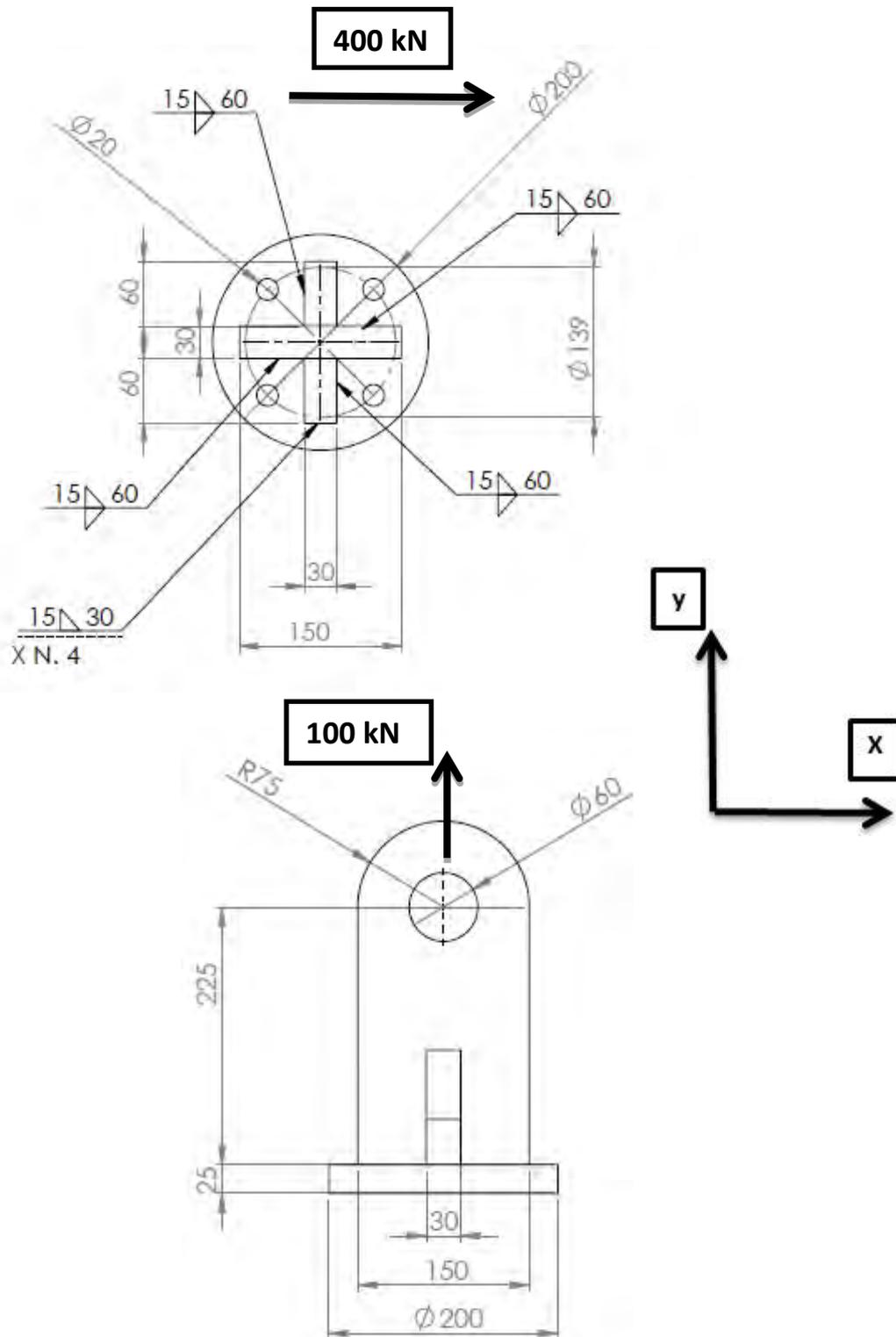
Sollecitazione per ogni foro	50 kN
------------------------------	-------

Verifica

	Min	Max	(dipendono dalla classe del bul-lone)
Fori esterni (1)	Verificato	Verificato	kN
Fori interni (2)	NON Verificato	NON Verificato	kN

6.1.2.3.3. *Verifica delle saldature*

Cerniera Martinetto Orizzontale
Parte 1-Lato martinetto



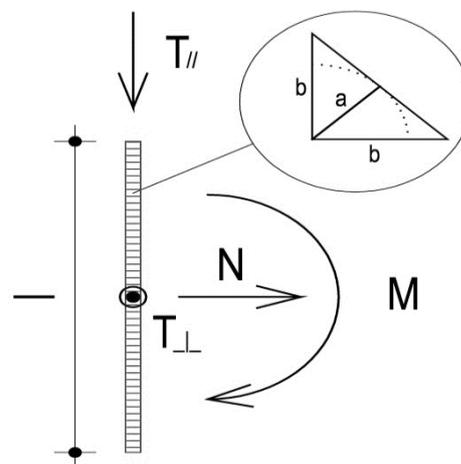
Sollecitazioni		
Dir X	400	kN
Dir Y	0	kN
Dir Z	100	kN

Acciaio	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	β_w	β_1	β_2
S235	235	360	0.8	0.85	1
S275	275	430	0.85	0.7	0.85
S355	355	510	0.9	0.7	0.85
S450	440	550			
S235 N/NL	275	390			
S355 N/NL	355	490	0.9		
S420 N/NL	420	520	1	0.62	0.75
S460 N/NL	460	540	1	0.62	0.75
S235 M/ML	275	370			
S355 M/ML	355	470	0.9		
S420 M/ML	420	520	1		
S460 M/ML	460	540	1		
S235 W	235	360	0.8		
S355 W	355	510	0.9		

Saldature dir. X

Sollecitazioni	
N (N)	0
$T_{//}$ (N)	400000
T_{\perp} (N)	100000
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	15
l (mm)	300
n° cordoni	6



γ_{M2}	1.25
a (mm)	10.61

f_{yk} (N/mm ²)	355
f_{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β_w	0.9
$f_{w,d}$ (N/mm ²)	261.732
$F_{T//}$ (N/mm)	222.222
$F_{T\perp}$ (N/mm)	55.556

$F_{T\text{TOT}}$ (N/mm)	229.061
$F_{\perp N}$ (N/mm)	0.000
$F_{\perp M}$ (N/mm)	0.000
$F_{\perp\text{TOT}}$ (N/mm)	0.000

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	229.061
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	2776.088

S/R	OK
0.083	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0.7
β_2	0.85
$t_{//}$ (N/mm ²)	20.9513
t_{\perp} (N/mm ²)	5.2378

$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	0.0000
$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.0000
n_{\perp} (N/mm ²)	0.0000

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	21.5961
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248.5000

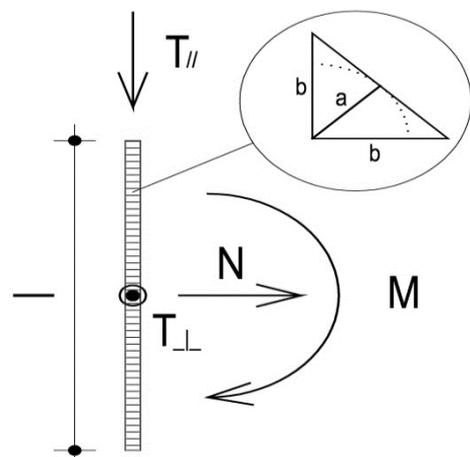
S/R	OK
0.09	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	5.2378
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301.7500

S/R	OK
0.02	

Saldature dir. Y

Sollecitazioni	
N (N)	400000
$T_{//}$ (N)	0
T_{\perp} (N)	100000
M (Nmm)	0



Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	15
l (mm)	300
n° cordoni	6
γ_{M2}	1.25
a (mm)	10.61

f_{yk} (N/mm ²)	355
f_{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β_w	0.9
$f_{w,d}$ (N/mm ²)	261.732
$F_{T//}$ (N/mm)	0.000
$F_{T\perp}$ (N/mm)	55.556

$F_{T \text{ TOT}}$ (N/mm)	55.556
$F_{\perp N}$ (N/mm)	222.222
$F_{\perp M}$ (N/mm)	0.000
$F_{\perp \text{ TOT}}$ (N/mm)	222.222

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	229.061
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	2776.088

S/R	OK
0.083	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0.7
β_2	0.85
$t_{//}$ (N/mm ²)	0.0000
t_{\perp} (N/mm ²)	5.2378

$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	20.9513
$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.0000
n_{\perp} (N/mm ²)	20.9513

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	21.5961
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248.5000

S/R	OK
0.09	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	26.1891
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301.7500

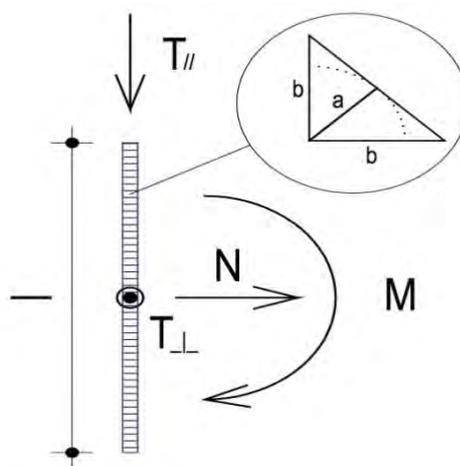
S/R	OK
0.09	

Sollecitazioni		
Dir X	400	kN
Dir Y	0	kN
Dir Z	100	kN

Saldature dir. X

Sollecitazioni	
N (N)	0
T _{//} (N)	400000
T _⊥ (N)	100000
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	15
l (mm)	300
n° cordoni	6
γ _{M2}	1.25
a (mm)	10.61



f _{yk} (N/mm ²)	355
f _{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β _w	0.9
f _{w,d} (N/mm ²)	261.732
F _{T//} (N/mm)	222.222
F _{T⊥} (N/mm)	55.556

F _{T TOT} (N/mm)	229.061
F _{⊥ N} (N/mm)	0.000
F _{⊥ M} (N/mm)	0.000
F _{⊥ TOT} (N/mm)	0.000

F _{w,Ed} (N/mm)	229.061
F _{w,Rd} (N/mm)	2776.088

S/R	OK
0.083	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0.7
β_2	0.85
$t_{//}$ (N/mm ²)	20.9513
t_{\perp} (N/mm ²)	5.2378

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	21.5961
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248.5000

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	5.2378
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301.7500

$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	0.0000
$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.0000
n_{\perp} (N/mm ²)	0.0000

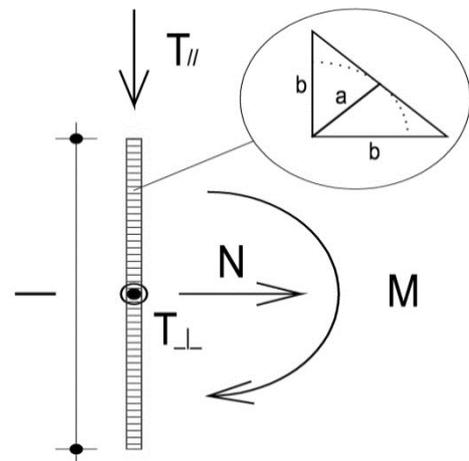
S/R	OK
0.09	

S/R	OK
0.02	

Saldature dir. Y

Sollecitazioni	
N (N)	400000
$T_{//}$ (N)	0
T_{\perp} (N)	100000
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	15
l (mm)	240
n° cordoni	8
γ_{M2}	1.25
a (mm)	10.61



f_{yk} (N/mm ²)	355
f_{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β_w	0.9
$f_{w,d}$ (N/mm ²)	261.732
$F_{T//}$ (N/mm)	0.000
$F_{T_{\perp}}$ (N/mm)	52.083

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	214.745
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	2776.088

$F_{T_{TOT}}$ (N/mm)	52.083
$F_{\perp N}$ (N/mm)	208.333
$F_{\perp M}$ (N/mm)	0.000
$F_{\perp_{TOT}}$ (N/mm)	208.333

S/R	OK
0.077	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0.7
β_2	0.85
$t_{//}$ (N/mm ²)	0.0000
t_{\perp} (N/mm ²)	4.9105

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	20.2464
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248.5000

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	24.5523
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301.7500

$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	19.6419
$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.0000
n_{\perp} (N/mm ²)	19.6419

S/R	OK
0.08	

S/R	OK
0.08	

6.1.3. *Aggancio trave-biella*

6.1.3.1. Disegni & modelli

Lo scopo di questo elemento è quello di collegare la biella all'estremità a sbalzo della trave.

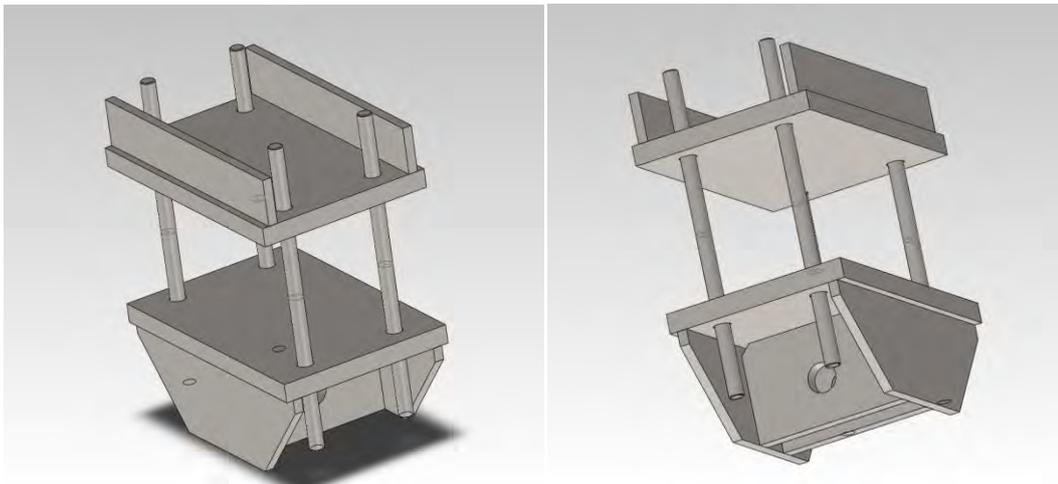


Figura 6.30 Immagine aggancio trave-biella.

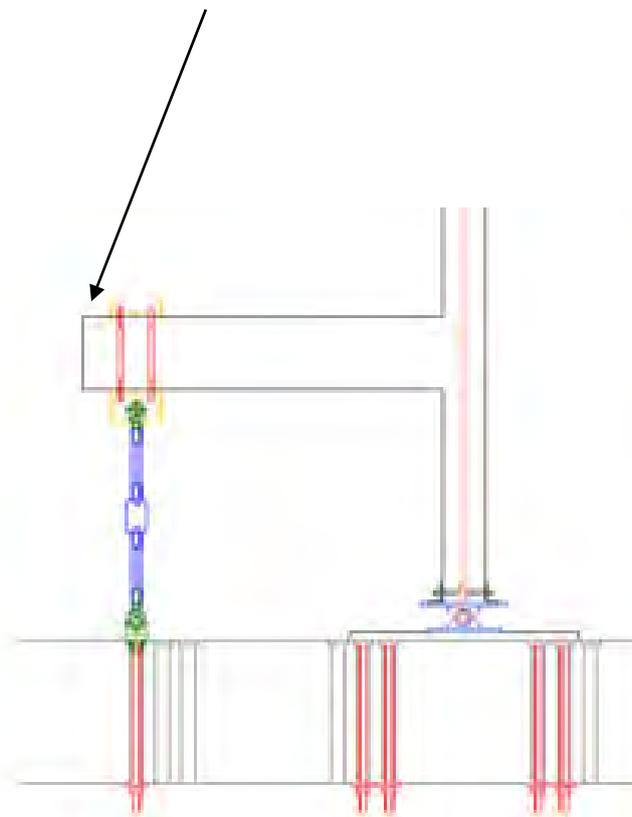
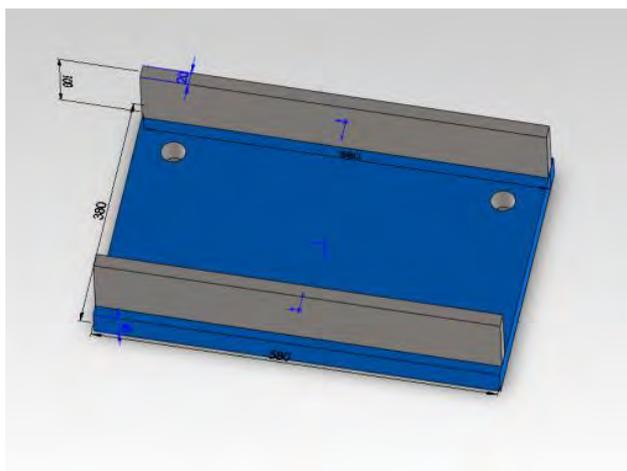


Figura 6.31 Collocazione aggancio trave-biella.

La parte superiore è formata da una piastra rettangolare 580x380x40 rinforzata sul lato lungo da due fazzoletti di dimensioni 580x100x20.

Sulla piastra più grande sono previsti 4 fori $\phi 35$ entro i quali passeranno le barre filettate di lunghezza 420mm e diametro $\phi 30$ mm.



La parte inferiore, più articolata, comprende una piastra 580x380x40 rinforzata sui lati lunghi da due piastre trapezoidali di 20mm di spessore. Tra le due piastre trapezie sono state saldate altri 2 elementi 310x170x30 con un foro centrale $\phi 60$ dove passerà un perno che garantirà la mutua rotazione tra la biella e l'elemento di connessione.

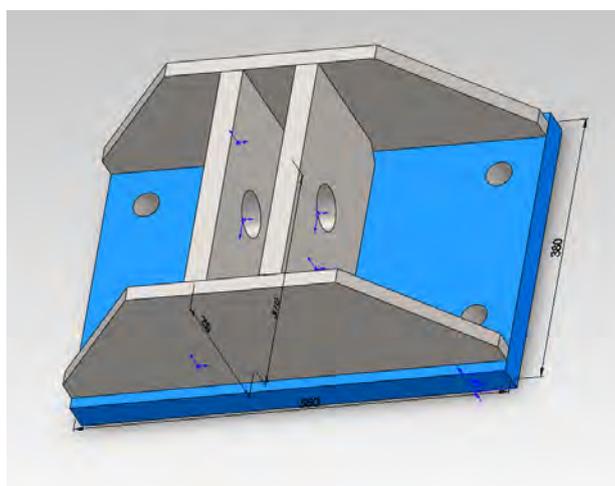


Figura 6.32 Particolari aggancio trave-biella.

Le analisi tensionali sono state fatte separatamente tra le due parti.

6.1.3.2. Analisi tensioni

Per l'analisi delle tensioni sono stati creati tre modelli, due per la parte inferiore dell'aggancio trave-biella e uno per la parte superiore.

Il primo modello della parte inferiore è stato creato per studiare il comportamento dell'elemento nella fase di spinta del martinetto orizzontale: è stata applicata una forza di compressione di 165 kN su di una porzione di area 300x380 mm della piastra superiore ed un vincolo di incastro completo sulla superficie dei fori che andranno a collegarsi tramite barra filettata ($\phi 60$) con la biella.

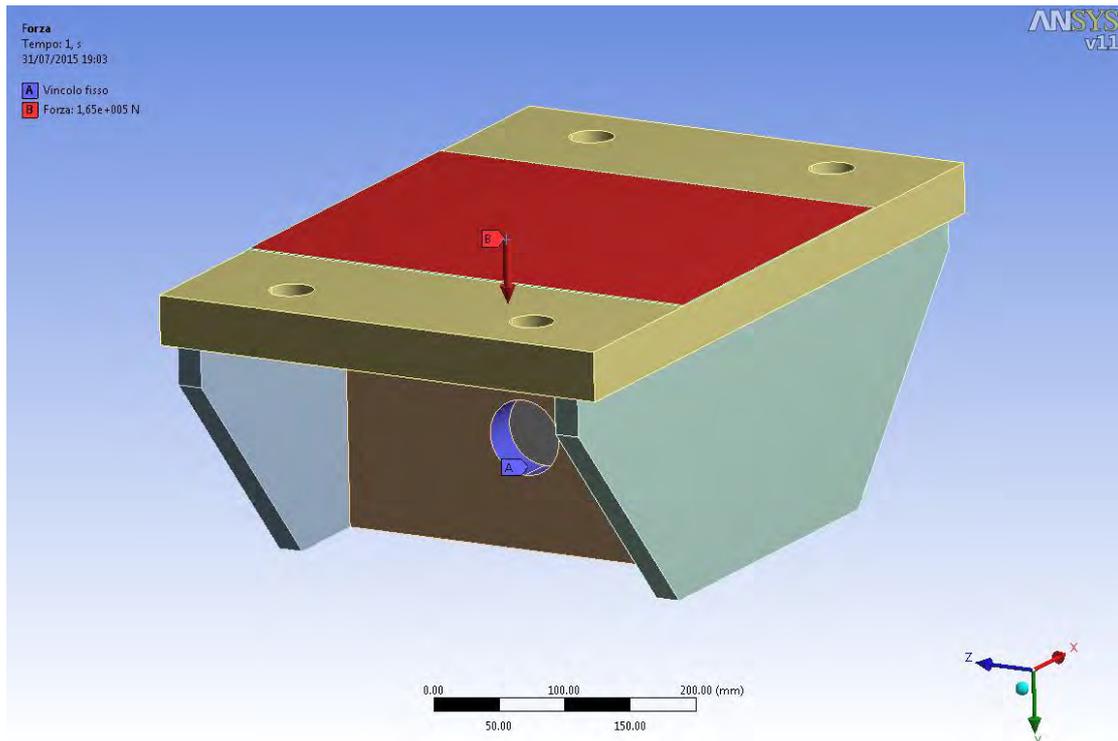


Figura 6.33 Vincoli e distribuzione delle forze aggancio trave biella parte inferiore (fase di spinta).

Di seguito è riportata la deformata totale e l'andamento delle tensioni.

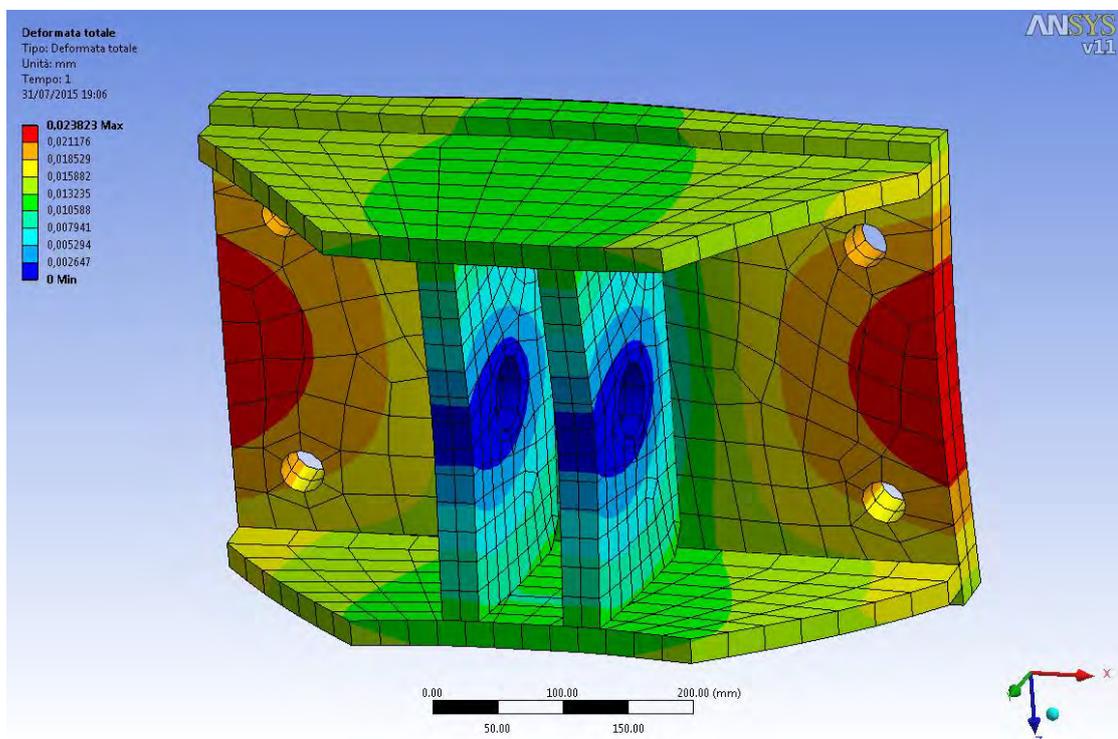


Figura 6.34 deformazione totale aggancio trave biella parte inferiore (vista1).

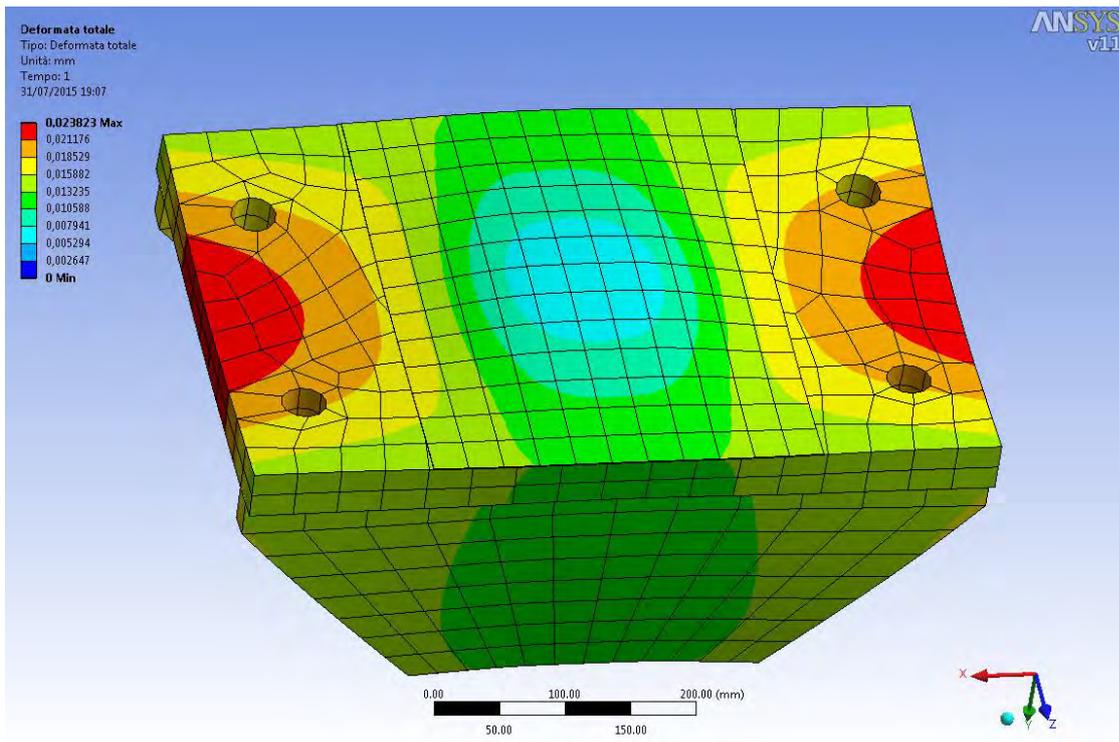


Figura 6.35 deformazione totale aggancio trave biella parte inferiore (vista2).

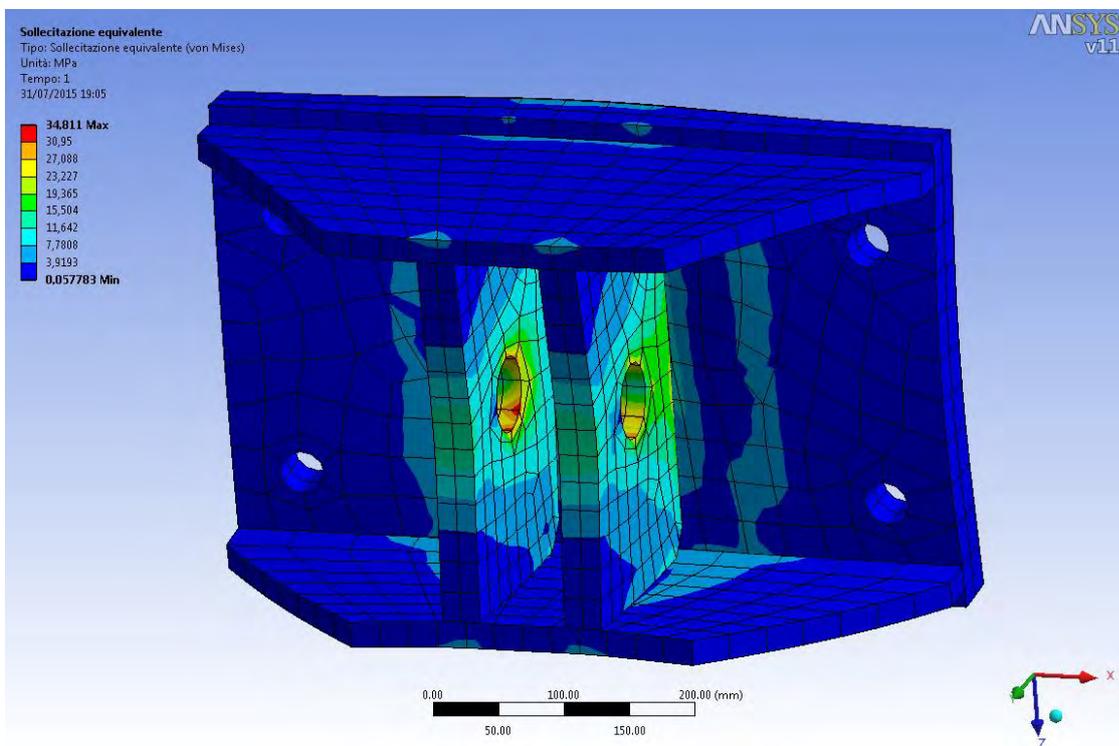


Figura 6.36 Sollecitazione equivalente aggancio trave biella parte inferiore (vista 1).

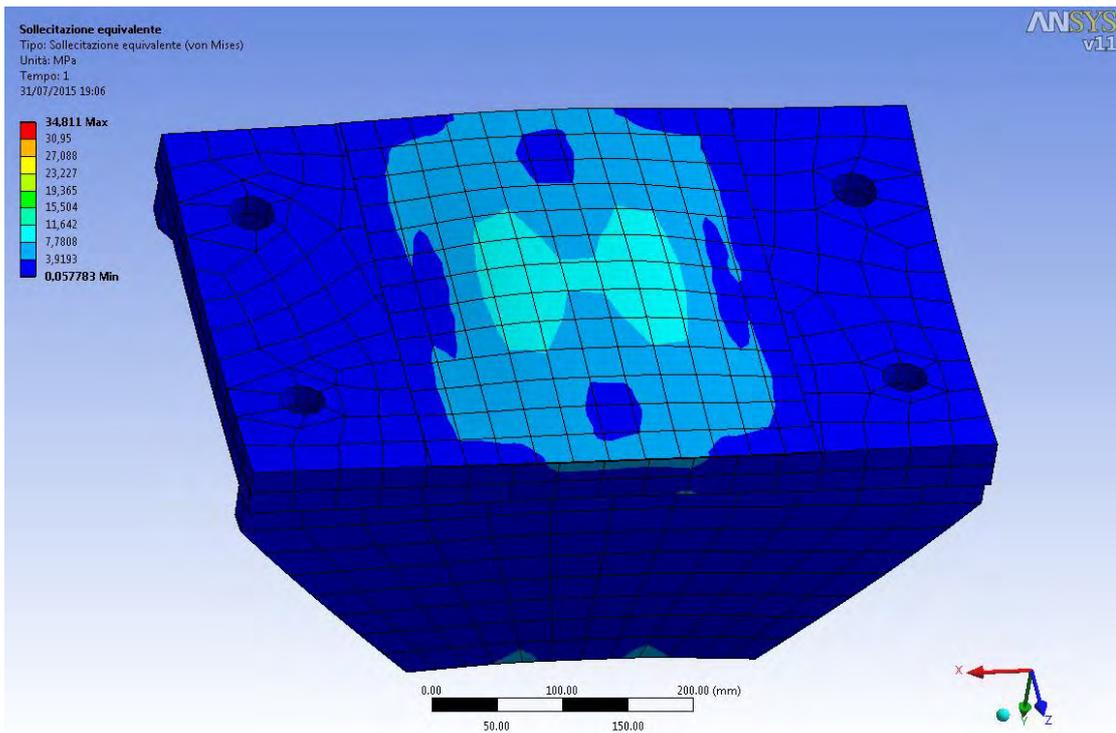


Figura 6.37 Sollecitazione equivalente aggancio trave biella parte inferiore (vista 2)

Dalle immagini si può notare che le tensioni non superano mai i 35 MPa, anche in questo caso quindi si è voluto sovradimensionare l'elemento ipotizzando un riutilizzo futuro.

Il secondo modello è stato creato per studiare il comportamento dello stesso elemento durante la fase di tiro del martinetto orizzontale.

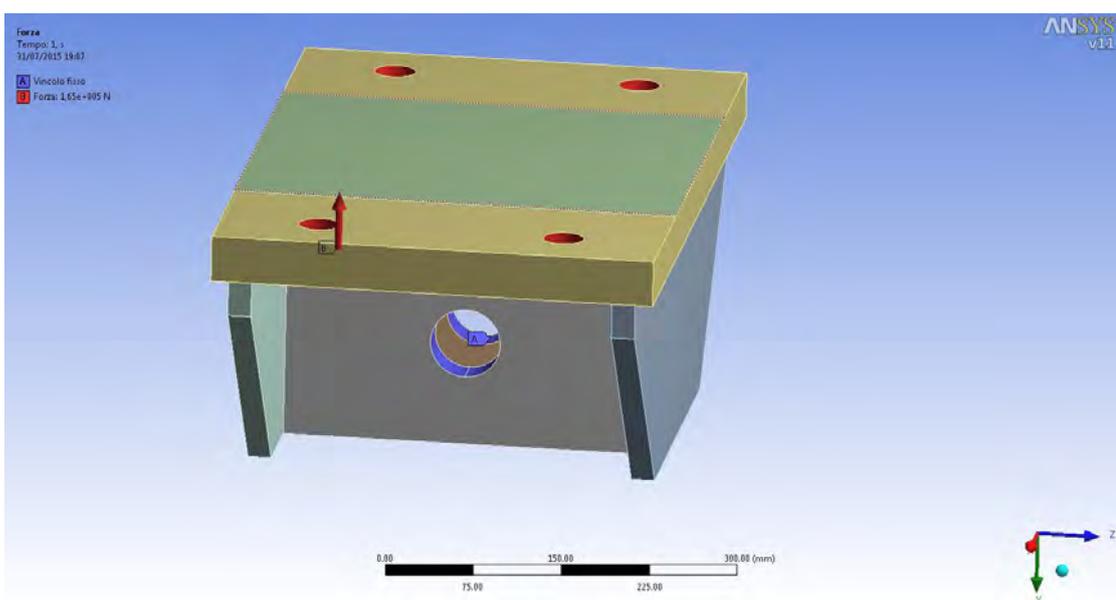


Figura 6.38 Vincoli e distribuzione delle forze aggancio trave biella parte inferiore (fase di tiro).

In questo caso si è mantenuto come vincolo fisso (A) il foro della parte inferiore dell'elemento, mentre la forza di 165 kN (B direzione $-y$) è stata distribuita uniformemente sui 4 fori superiori della piastra.

Le tensioni questa volta sono di un ordine di grandezza maggiore rispetto l'analisi precedente mantenendo però un buon standard di sicurezza. Le deformazioni non superano i 2 decimi di millimetro.

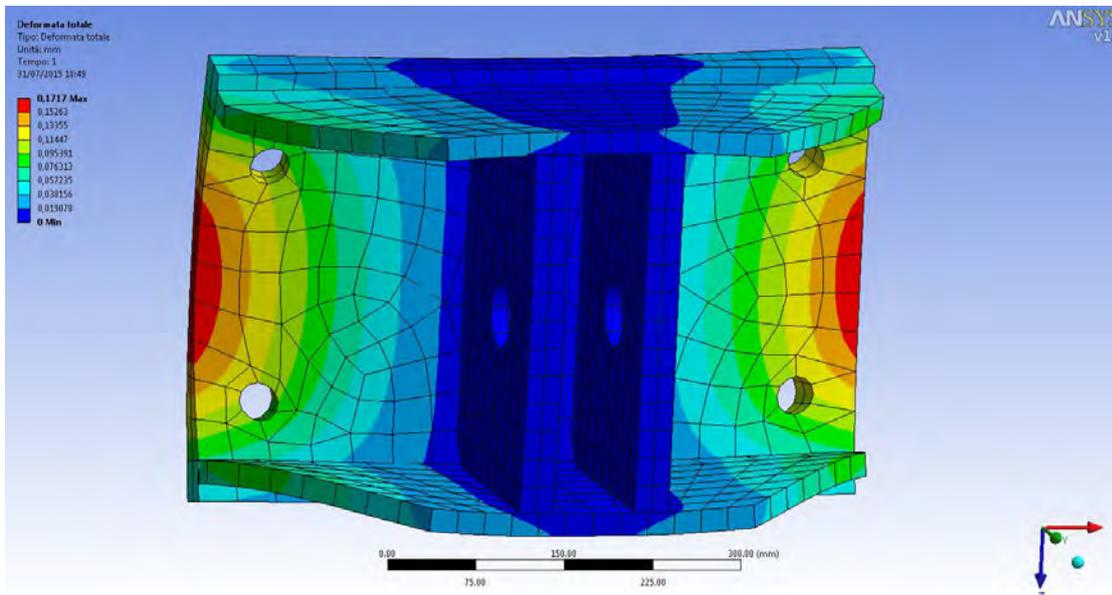


Figura 6.39 Fase di tiro: deformazione totale aggancio trave biella parte inferiore (vista1).

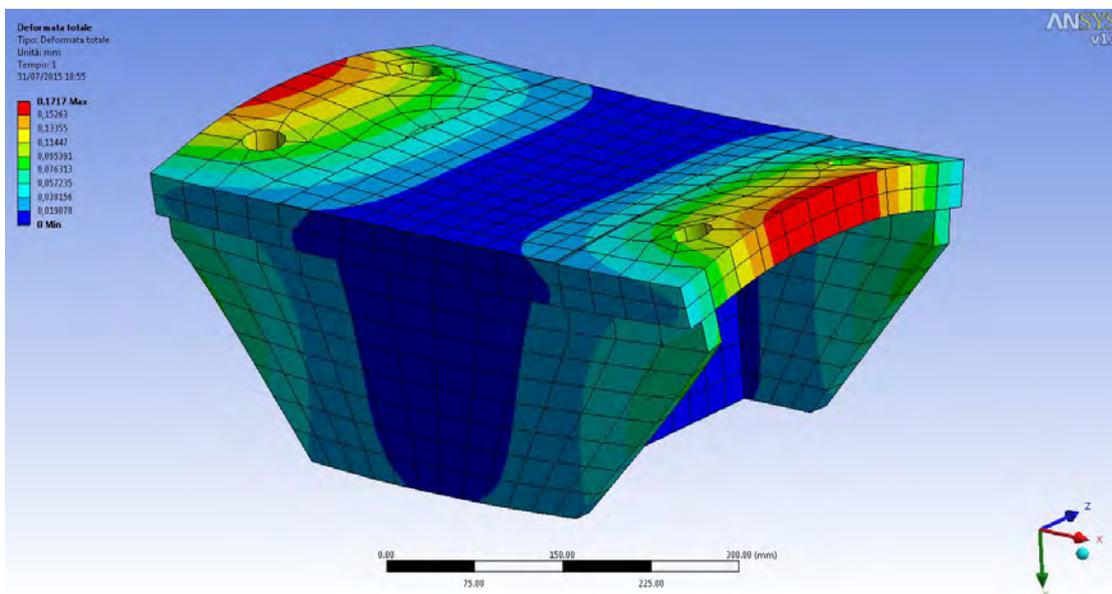


Figura 6.40 Fase di tiro: deformazione totale aggancio trave biella parte inferiore (vista2).

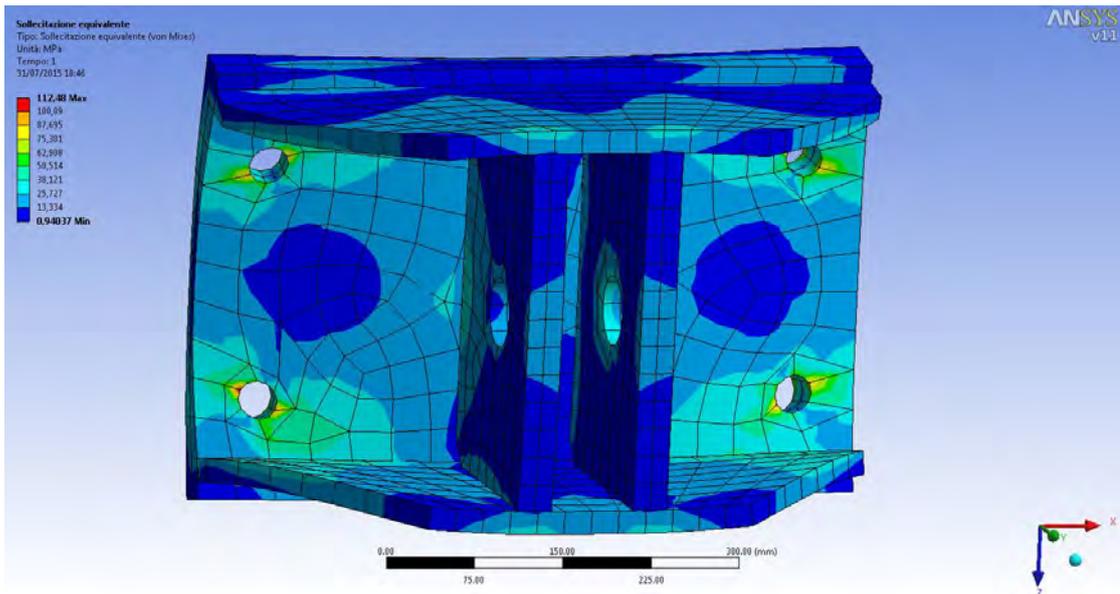


Figura 6.41 Fase di tiro: sollecitazione equivalente aggancio trave biella parte inferiore (vista1).

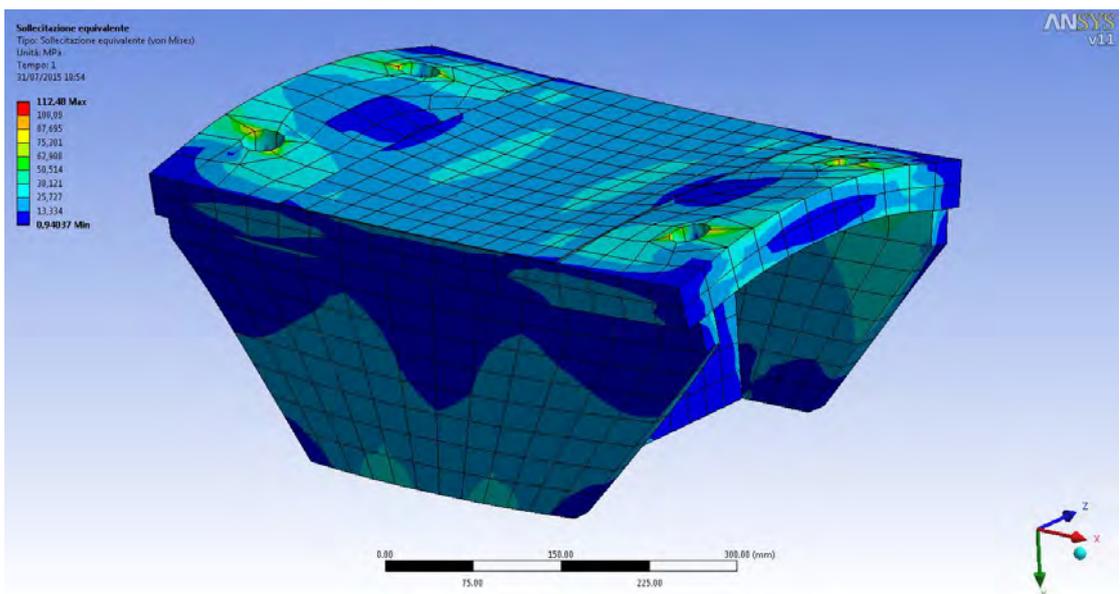


Figura 6.42 Fase di tiro: sollecitazione equivalente aggancio trave biella parte inferiore (vista2).

La parte superiore dell'aggancio trave biella è stata modellata solo per la fase di tiro del martinetto orizzontale; nella fase di spinta infatti solo la parte inferiore dell'elemento è soggetta a forze rilevanti.

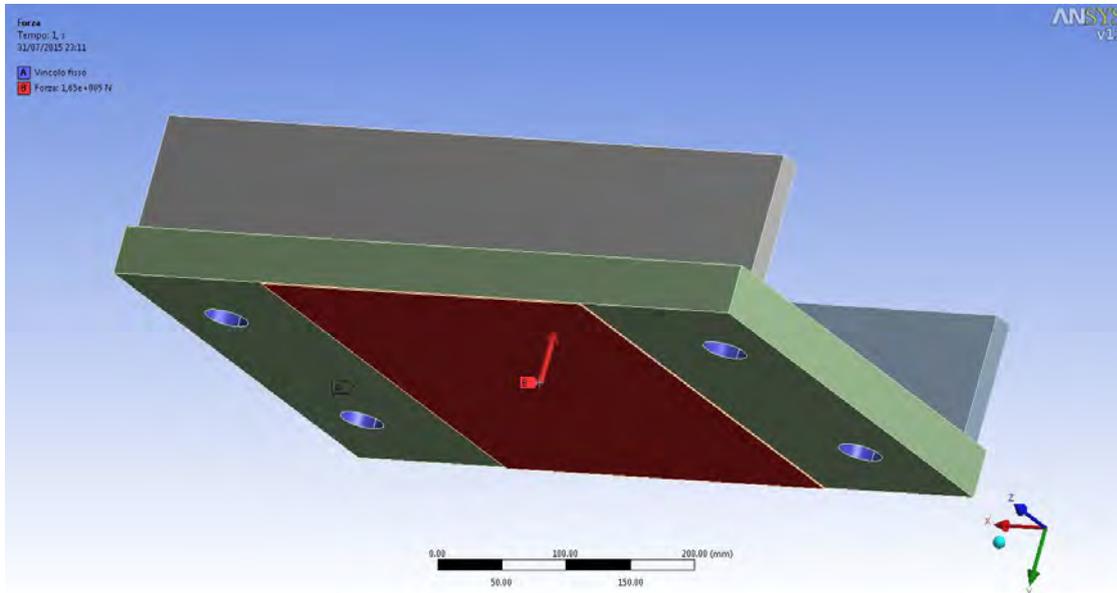


Figura 6.43 Vincoli e distribuzione delle forze aggancio trave biella parte superiore (fase di tiro).

Come si può notare in figura per questa parte si è scelto di porre il vincolo fisso sui 4 fori della piastra (A) e la forza di 165 kN è stata applicata su una porzione di area 300x380 della piastra in direzione $-y$.

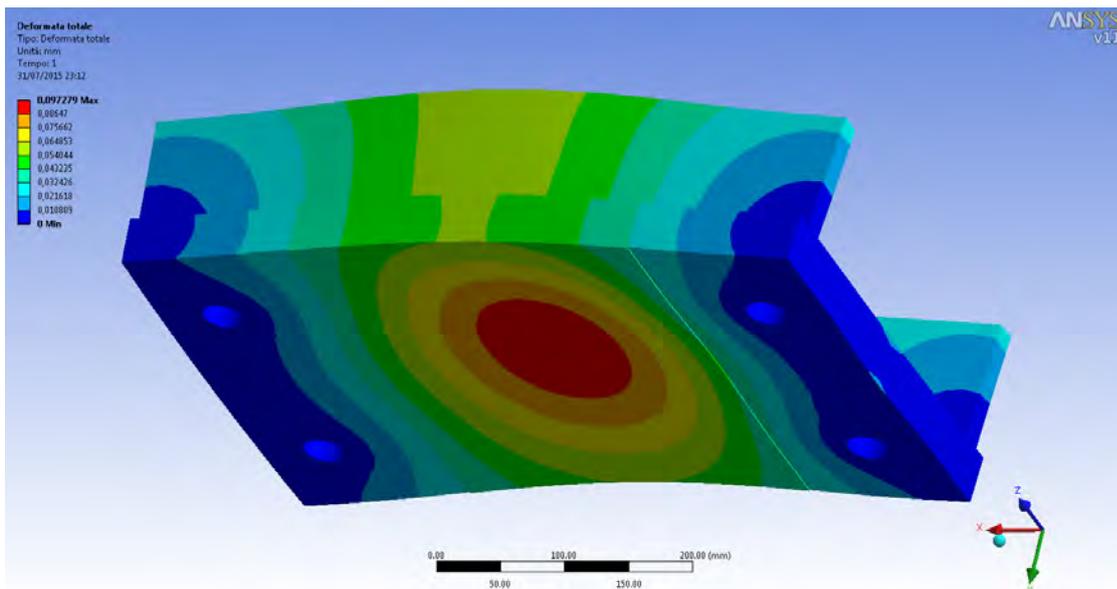


Figura 6.44 Deformazione totale aggancio trave biella parte superiore (vista1).

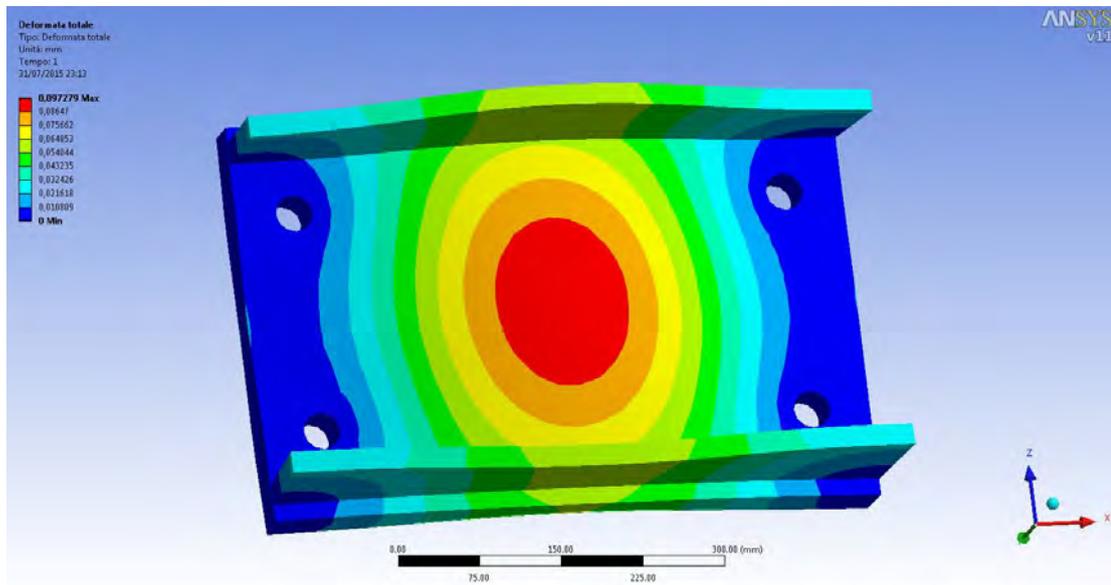


Figura 6.45 Deformazione totale aggancio trave biella parte superiore (vista2).

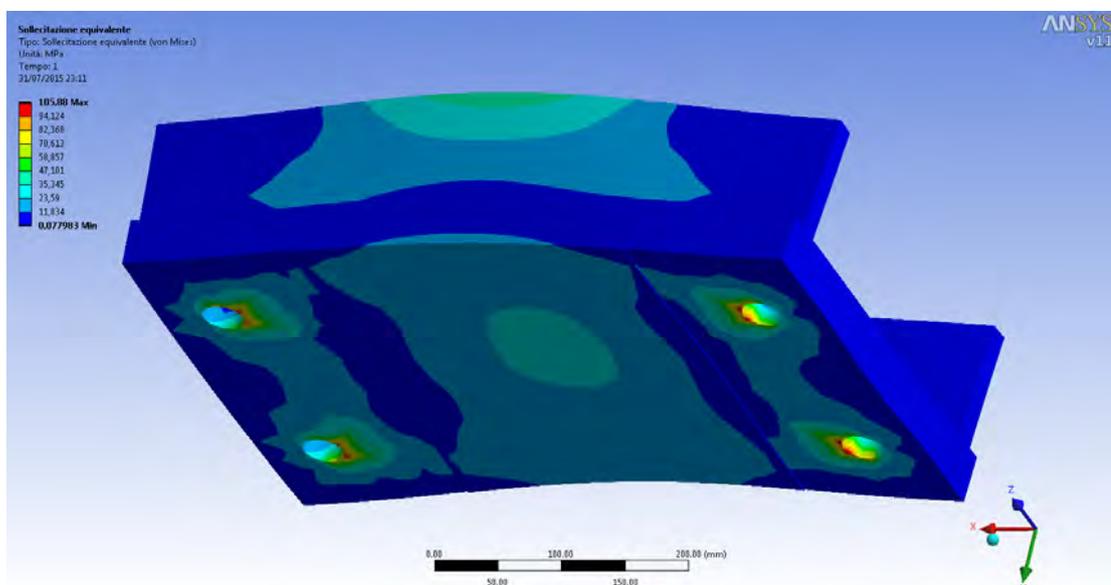


Figura 6.46 Sollecitazione equivalente aggancio trave biella parte superiore (vista1).

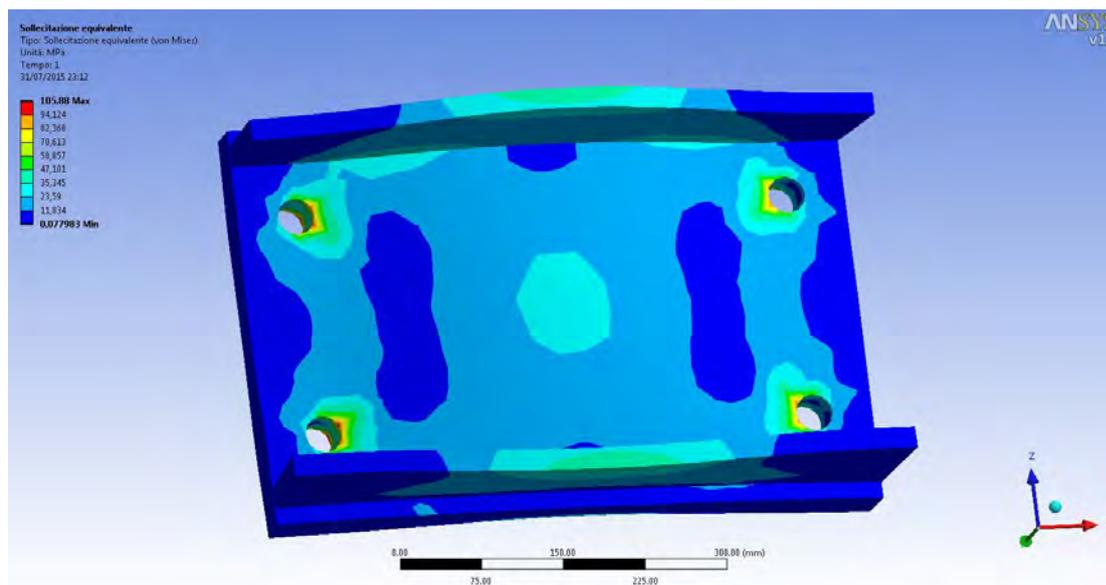


Figura 6.47 Sollecitazione equivalente aggancio trave biella parte superiore (vista2).

La deformazione in questo modello non supera il decimo di millimetro mentre le tensioni raggiungono i 105 MPa solo negli spigoli del foro.

$F_{b,Rd}$			
	Min	Max	(dipendono dalla classe del bullone)
Fori esterni (1)	895	895	kN
Fori interni (2)			kN

Sollecitazione agente

T	100 kN
n° fori	2

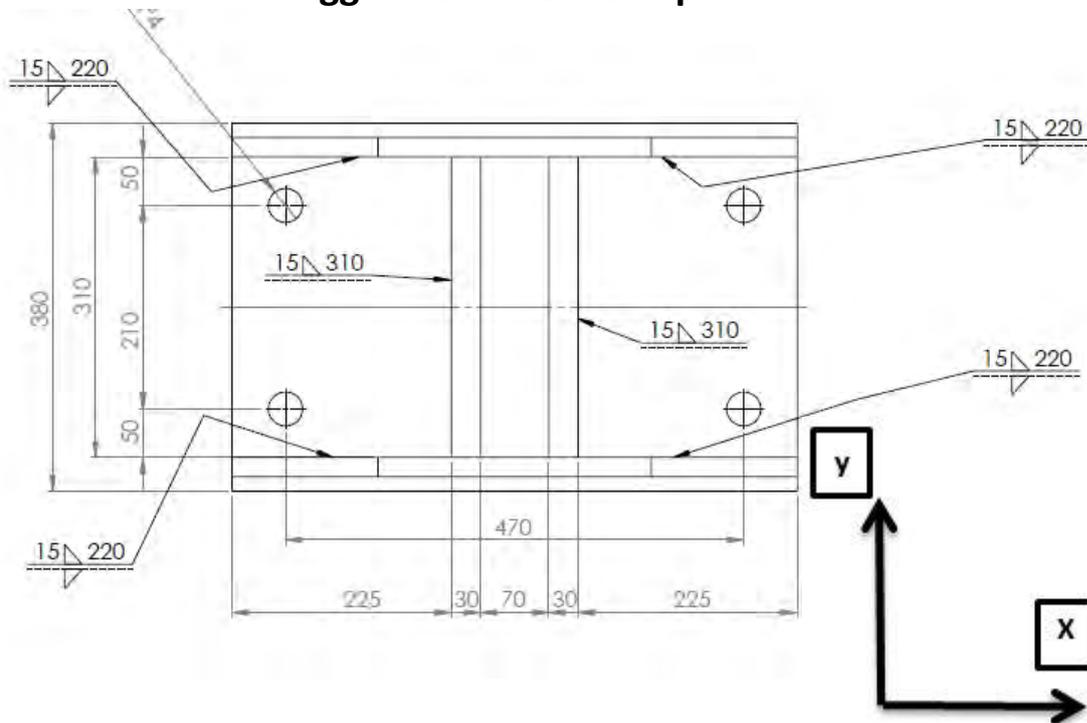
Sollecitazione per ogni foro	50 kN
------------------------------	-------

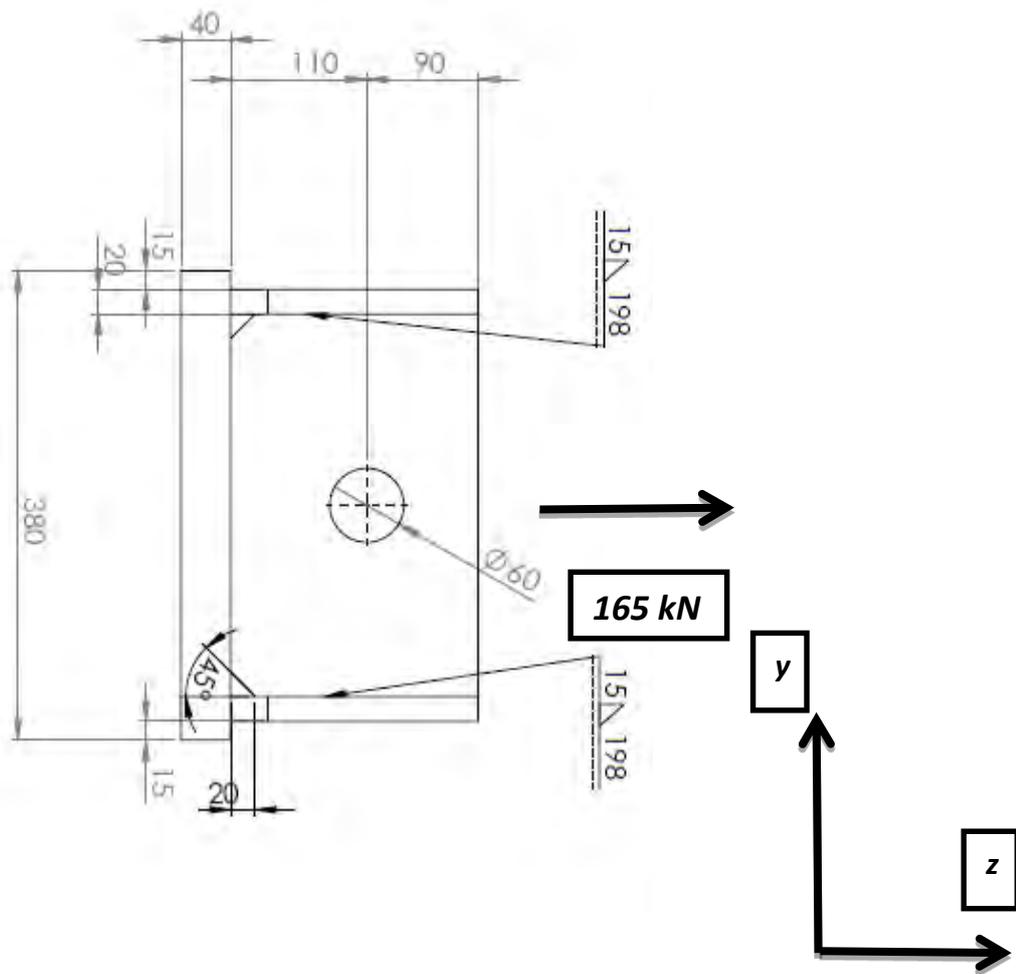
Verifica

	Min	Max	(dipendono dalla classe del bullone)
Fori esterni (1)	Verificato	Verificato	kN
Fori interni (2)	NON Verificato	NON Verificato	kN

6.1.3.3. *Verifica delle saldature*

Aggancio trave biella parte 1



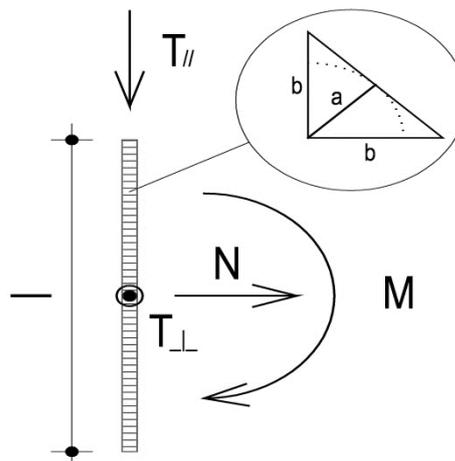


Sollecitazioni		
Dir X	0	kN
Dir Y	0	kN
Dir Z	165	kN

Saldature in direzione X:

Sollecitazioni	
N (N)	0
T _{//} (N)	0
T _⊥ (N)	165000
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	15
l (mm)	880
n° cordoni	4
γ _{M2}	1.25
a (mm)	10.61



f _{yk} (N/mm ²)	355
f _{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β _w	0.9
f _{w,d} (N/mm ²)	261.732
F _{T//} (N/mm)	0.000
F _{T⊥} (N/mm)	46.875

F _{T TOT} (N/mm)	46.875
F _{⊥ N} (N/mm)	0.000
F _{⊥ M} (N/mm)	0.000
F _{⊥ TOT} (N/mm)	0.000

F _{w,Ed} (N/mm)	46.875
F _{w,Rd} (N/mm)	2776.088

S/R	OK
0.017	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β ₁	0.7
β ₂	0.85
t _{//} (N/mm ²)	0.0000
t _⊥ (N/mm ²)	4.4194

n _{⊥ N} (N/mm ²)	0.0000
n _{⊥ M} (N/mm ²)	0.0000
n _⊥ (N/mm ²)	0.0000

√(n _⊥ ² + t _⊥ ² + t _{//} ²)	4.4194
β ₁ · f _{yk}	248.5000

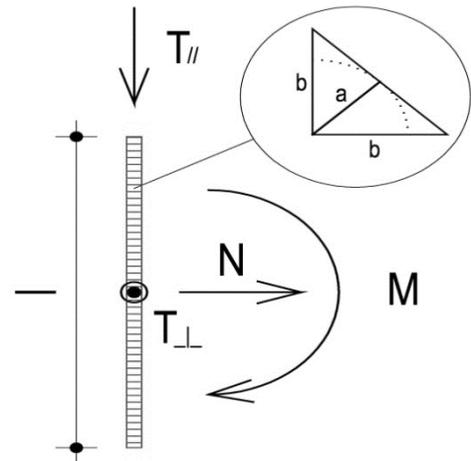
S/R	OK
0.02	

n _⊥ + t _⊥	4.4194
β ₂ · f _{yk}	301.7500

S/R	OK
0.01	

Saldature direzione y:

Sollecitazioni	
N (N)	0
T _{//} (N)	0
T _⊥ (N)	165000
M (Nmm)	0
Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	15
l (mm)	620
n° cordoni	2
γ _{M2}	1.25
a (mm)	10.61



f _{yk} (N/mm ²)	355
f _{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β _w	0.9
f _{w,d} (N/mm ²)	261.732
F _{T//} (N/mm)	0.000
F _{T⊥} (N/mm)	133.065

F _{T TOT} (N/mm)	133.065
F _{⊥ N} (N/mm)	0.000
F _{⊥ M} (N/mm)	0.000
F _{⊥ TOT} (N/mm)	0.000

F _{w,Ed} (N/mm)	133.065
F _{w,Rd} (N/mm)	2776.088

S/R	OK
0.048	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β ₁	0.7
β ₂	0.85
t _{//} (N/mm ²)	0.0000
t _⊥ (N/mm ²)	12.5454

n _{⊥ N} (N/mm ²)	0.0000
n _{⊥ M} (N/mm ²)	0.0000
n _⊥ (N/mm ²)	0.0000

√(n _⊥ ² + t _⊥ ² + t _{//} ²)	12.5454
β ₁ · f _{yk}	248.5000

S/R	OK
0.05	

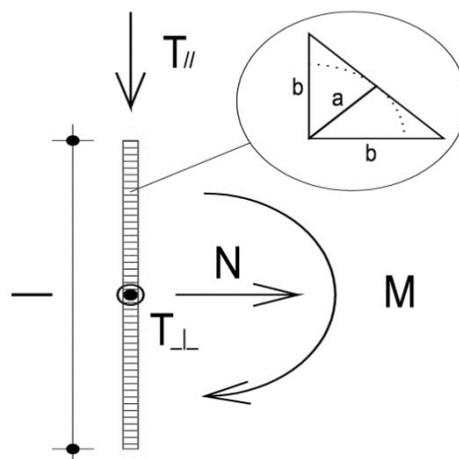
n _⊥ + t _⊥	12.5454
β ₂ · f _{yk}	301.7500

S/R	OK
0.04	

Saldature direzione Z:

Sollecitazioni	
N (N)	0
T _{//} (N)	165000
T _⊥ (N)	0
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	15
l (mm)	792
n° cordoni	4
γ _{M2}	1.25
a (mm)	10.61



f _{yk} (N/mm ²)	355
f _{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β _w	0.9
f _{w,d} (N/mm ²)	261.732
F _{T//} (N/mm)	52.083
F _{T⊥} (N/mm)	0.000

F _{T TOT} (N/mm)	52.083
F _{⊥ N} (N/mm)	0.000
F _{⊥ M} (N/mm)	0.000
F _{⊥ TOT} (N/mm)	0.000

F _{w,Ed} (N/mm)	52.083
F _{w,Rd} (N/mm)	2776.088

S/R	OK
0.019	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β ₁	0.7
β ₂	0.85
t _{//} (N/mm ²)	4.9105
t _⊥ (N/mm ²)	0.0000

n _{⊥ N} (N/mm ²)	0.0000
n _{⊥ M} (N/mm ²)	0.0000
n _⊥ (N/mm ²)	0.0000

√(n _⊥ ² + t _⊥ ² + t _{//} ²)	4.9105
β ₁ · f _{yk}	248.5000

S/R	OK
0.02	

n _⊥ + t _⊥	0.0000
β ₂ · f _{yk}	301.7500

S/R	OK
0.00	

6.1.4. Profilati upn ed L

6.1.4.1. Disegni & modelli

Per collegare la base del pilastro alla cerniera e la cerniera al pavimento del laboratorio sono stati utilizzati dei profili in acciaio. Il primo collegamento è stato fatto tramite 2 profili L 100x150x10 di lunghezza 500 mm, irrigiditi da due fazzoletti di 20 mm di spessore mentre per il secondo collegamento sono stati utilizzati 3 profili UPN 140.

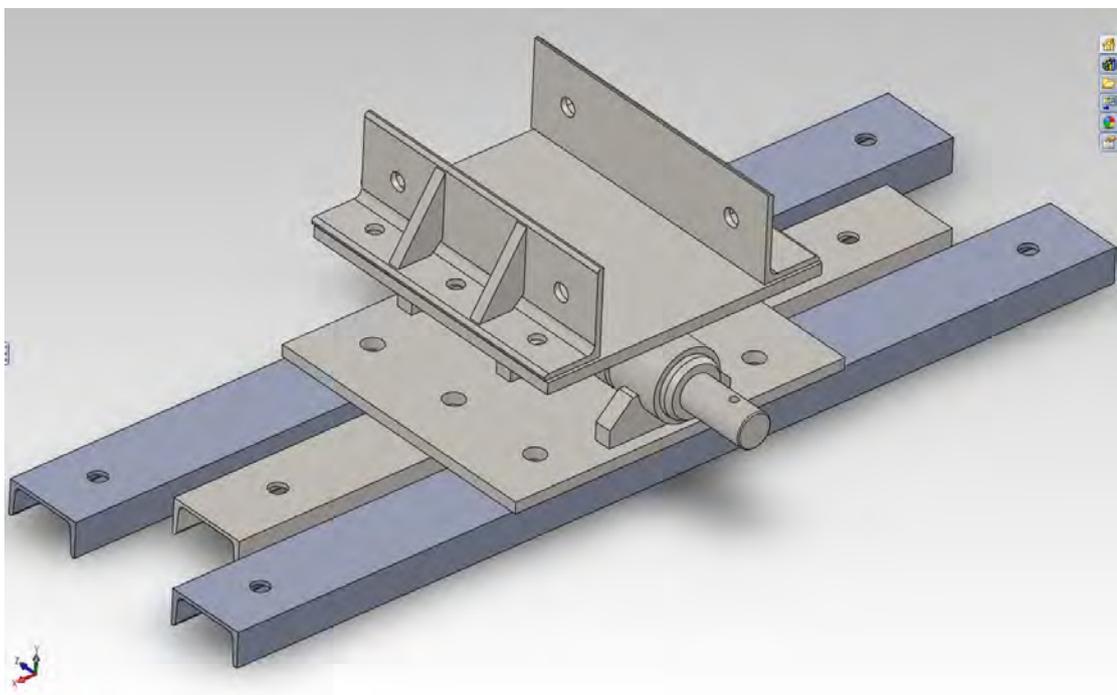


Figura 6.48 Vista assieme cerniera di base e profili di collegamento.

Essendo i profili UPN sottoposti al solo carico assiale e peso proprio della struttura, l'analisi Fem è stata condotta unicamente per i profili ad L. Vengono comunque riportate di seguito le dimensioni dei 3 profili UPN e dei profili a L.

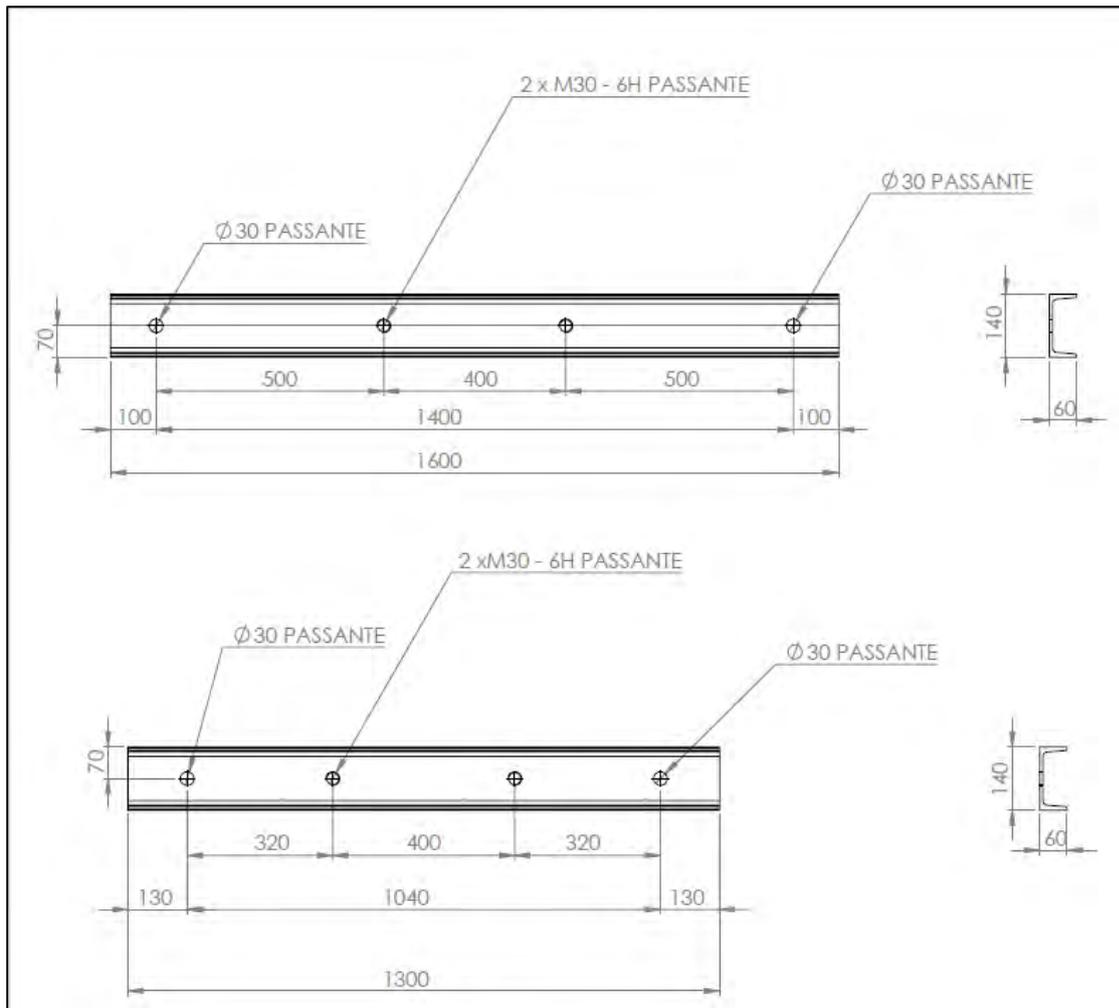


Figura 6.49 Dimensioni profili UPN.

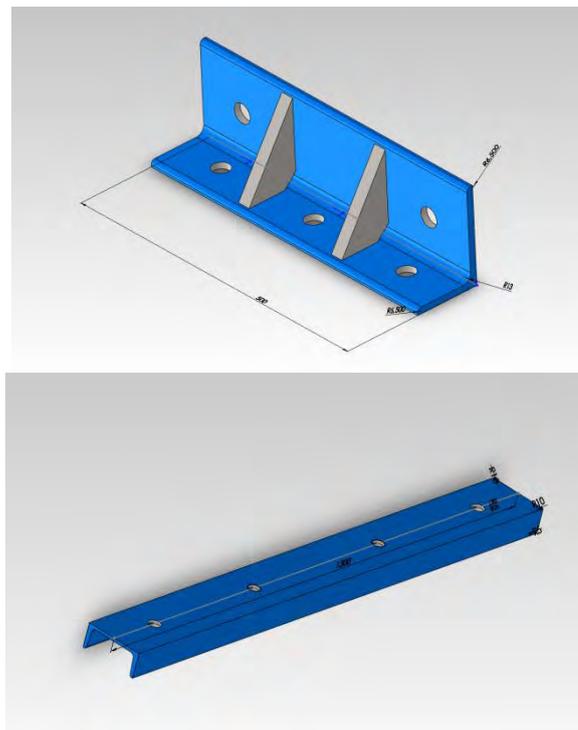


Figura 6.50 Immagine profilo UPN e profilo ad L

La modellazione del profilo ad L è stata fatta semplicemente imponendo il vincolo di incastro sui 5 fori del profilo ed applicando una forza di 100 KN distribuita sull'area di contatto tra profilo e pilastro (B e A vedi figura)

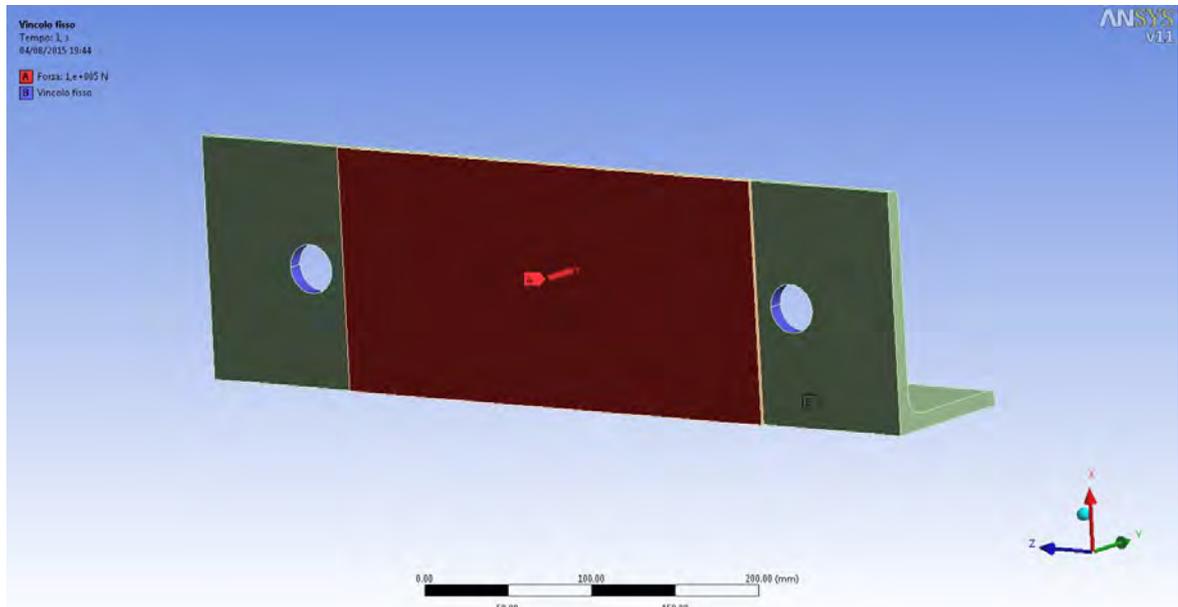


Figura 6.51 Punti di vincolo e applicazioni delle forze profilo ad L(vista1).

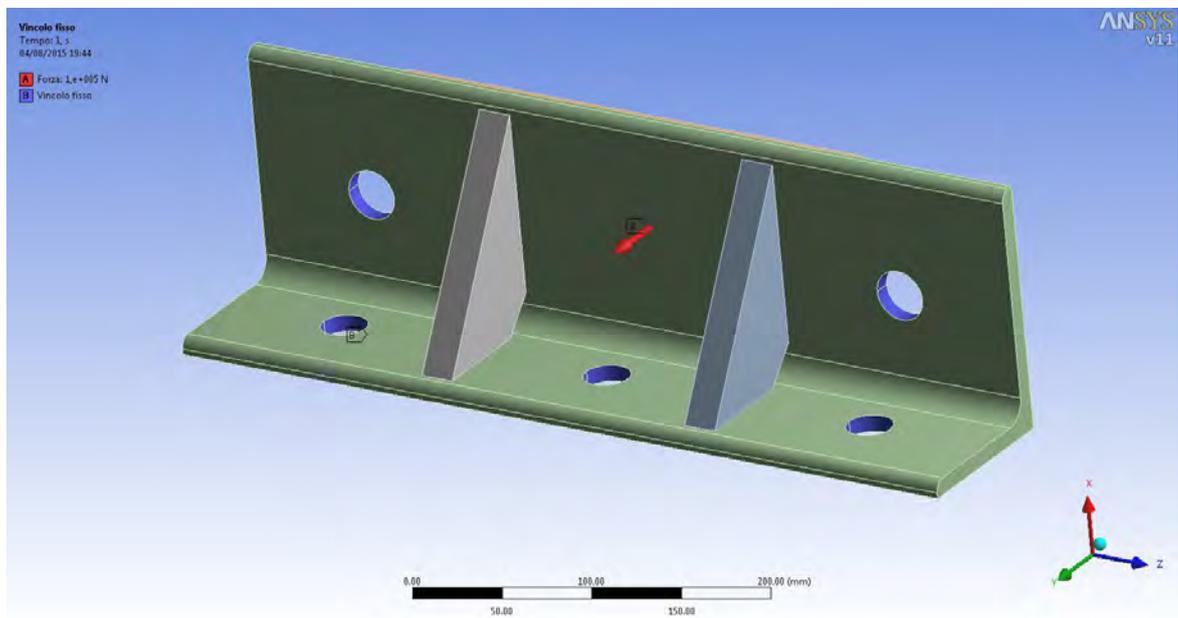


Figura 6.52 Punti di vincolo e applicazioni delle forze profilo ad L(vista2).

6.1.4.2. Analisi tensioni

Di seguito sono riportate le deformazioni e le tensioni derivanti dai carichi applicati. Le deformazioni sono modeste e non superano il millimetro mentre le tensioni che comunque non superano i 200 Mpa per gran parte dell'elemento, presentano qualche valore di picco attorno i fori.

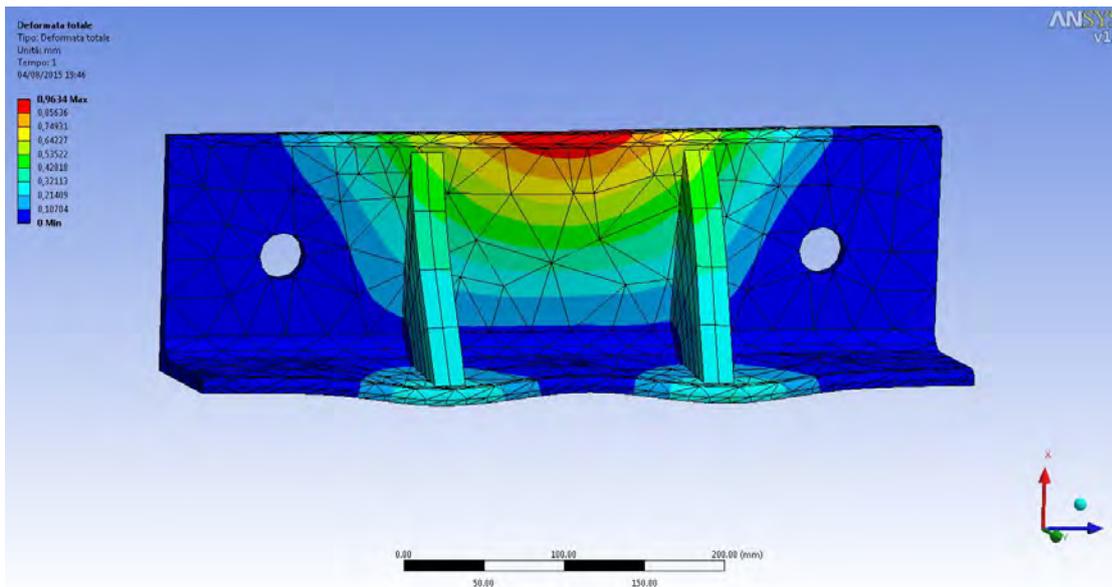


Figura 6.53 Deformazione totale profilo ad L (vista 1).

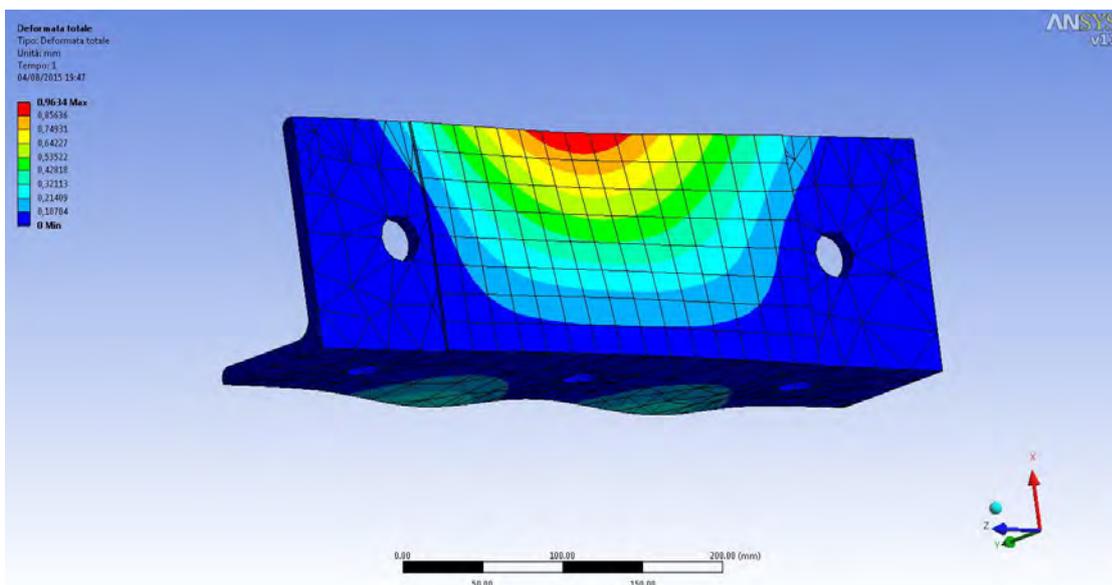


Figura 6.54 Deformazione totale profilo ad L (vista 2).

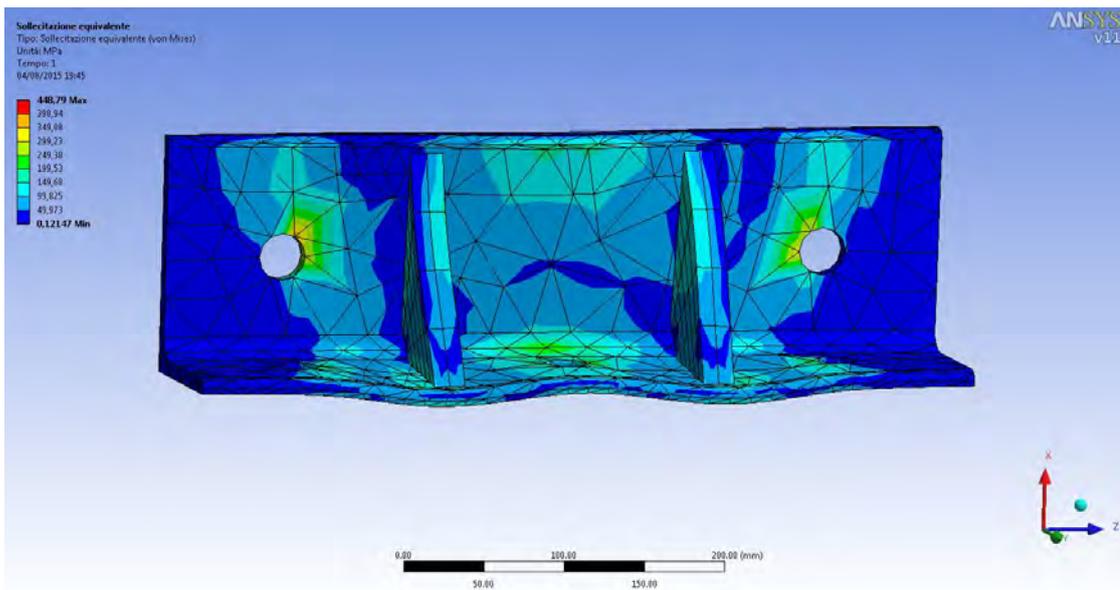


Figura 6.55 Sollecitazione equivalente profilo ad L (vista 1).

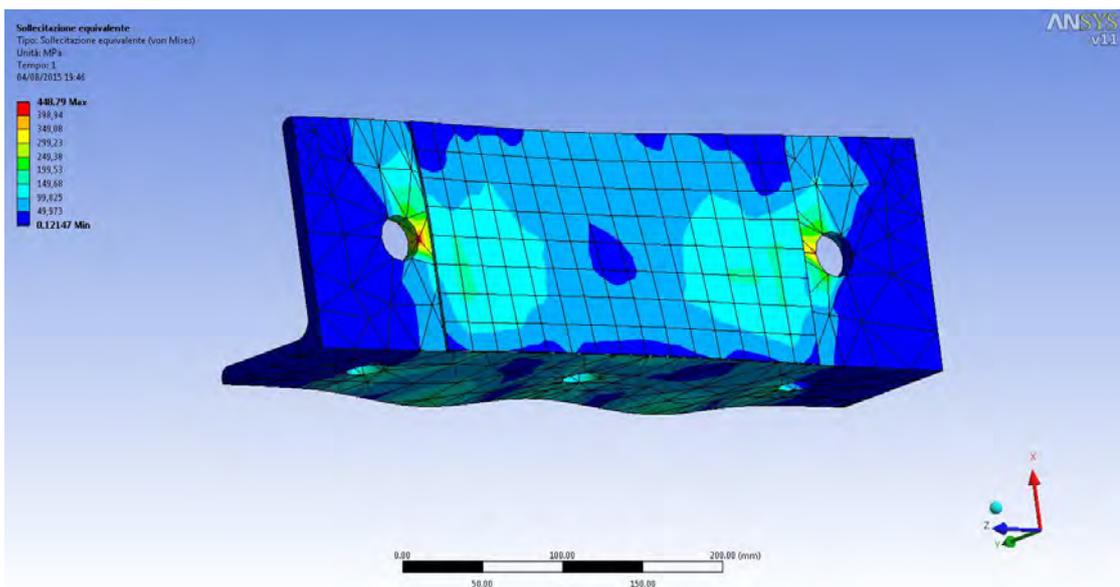


Figura 6.56 Sollecitazione equivalente profilo ad L (vista 2).

6.1.4.3. Verifiche acciaio e saldature

6.1.4.3.1. Verifica delle bullonature

Collegamento UPN-Cerniera

F_{v,Ed} (N)	100000.00 N
F_{t,Ed} (N)	400000.00 N

n° bulloni	6.00
-------------------	------

Azioni per singolo bullone

F_{v,Ed} (N) sing.	16666.67 N
F_{t,Ed} (N) sing.	66666.67 N

Classe	d=30 mm	
4.6	0.4495	Verificato
5.6	0.3596	Verificato
6.8	0.3203	Verificato
8.8	0.2247	Verificato
10.9	0.1922	Verificato

Collegamento profili L-cerniera:

F_{v,Ed} (N)	100000.00 N
F_{t,Ed} (N)	400000.00 N

n° bulloni	6.00
-------------------	------

Azioni per singolo bullone

F_{v,Ed} (N) sing.	16666.67 N
F_{t,Ed} (N) sing.	66666.67 N

Classe	d=27 mm	
4.6	0.5493	Verificato
5.6	0.4395	Verificato
6.8	0.3914	Verificato
8.8	0.2747	Verificato
10.9	0.2349	Verificato

Unione ad attrito

L'unione tra cerniera e profilo ad L può essere vista come unione ad attrito:

d=	27	mm
γ_3	1.25	
γ_7	1.10	
n	1.00	
μ	0.30	

		Classe		
		8.8	10.9	
F_{p,Cd}	Serr. Contr	257040	392700	N
	Altri casi	233672.7273	357000	N

		Classe		
		8.8	10.9	
F_{s,Rd}	Serr. Contr	61689.6	94248	N
	Altri casi	56081.45455	85680	N

Verifica		Classe	
		8.8	10.9
Serr. Controllato	F_{s,Rd} > F_{v,Ed} (N) sing.	Verificato	Verificato
Altri casi		Verificato	Verificato

Barre filettate per profili ad L:

F_{v,Ed} (N)	100000.00 N
F_{t,Ed} (N)	400000.00 N

Acciaio C40

n° barre	2.00
-----------------	------

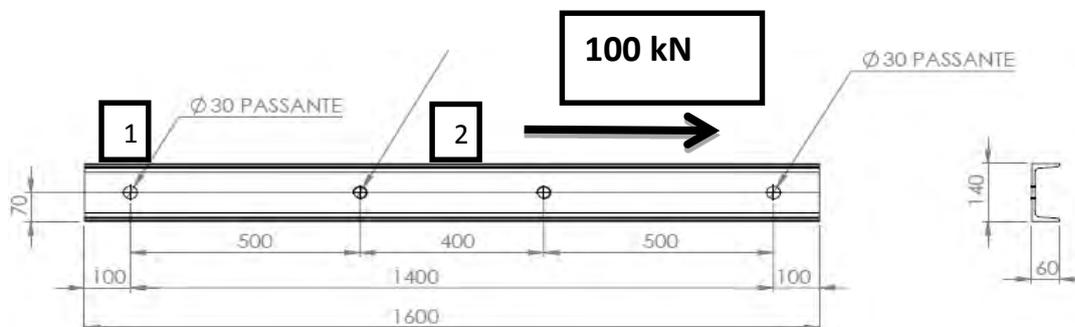
Azioni per singolo bullone

F_{v,Ed} (N) sing.	50000.00 N
F_{t,Ed} (N) sing.	200000.00 N

Classe	d=30 mm
4.6	1.3484 NON Verificato
5.6	1.0787 NON Verificato
6.8	0.9608 Verificato
8.8	0.6742 Verificato
10.9	0.5765 Verificato

6.1.4.3.2. Verifica a rifollamento

Fori Profili UPN:



	F_{b,Rd}		
	Min	Max	
Classe	4.6	>6.8	
Fori esterni (1)	168	214	kN
Fori interni (2)	168	214	kN

$\gamma_{m2}=1.25$
(dipendono dalla classe del bullone)

Sollecitazione agente

T	100 kN
n° fori	6

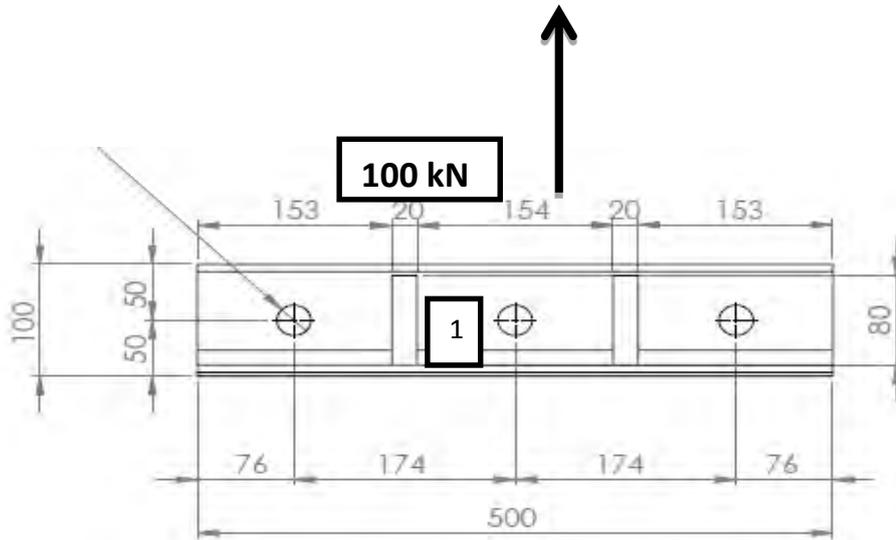
Sollecitazione per ogni foro	16.66666667 kN
------------------------------	----------------

Verifica

	Min	Max	
Fori esterni (1)	Verificato	Verificato	kN
Fori interni (2)	Verificato	Verificato	kN

(dipendono dalla classe del bullone)

Fori profili ad L



Sono presenti 2 profili ad L collegati tra loro mediante barre filettate, quindi il numero dei fori viene considerato come l'unione dei fori appartenenti ad entrambi i profili (2*3=6)

	F_{b,Rd}		$\gamma_{m2}=1.25$ (dipendono dalla classe del bullone)
	Min	Max	
Classe	4.6	>4.6	
Fori esterni (1)	161.1	161.1	kN
Fori interni (2)			kN

Sollecitazione agente

T	100 kN
n° fori	6

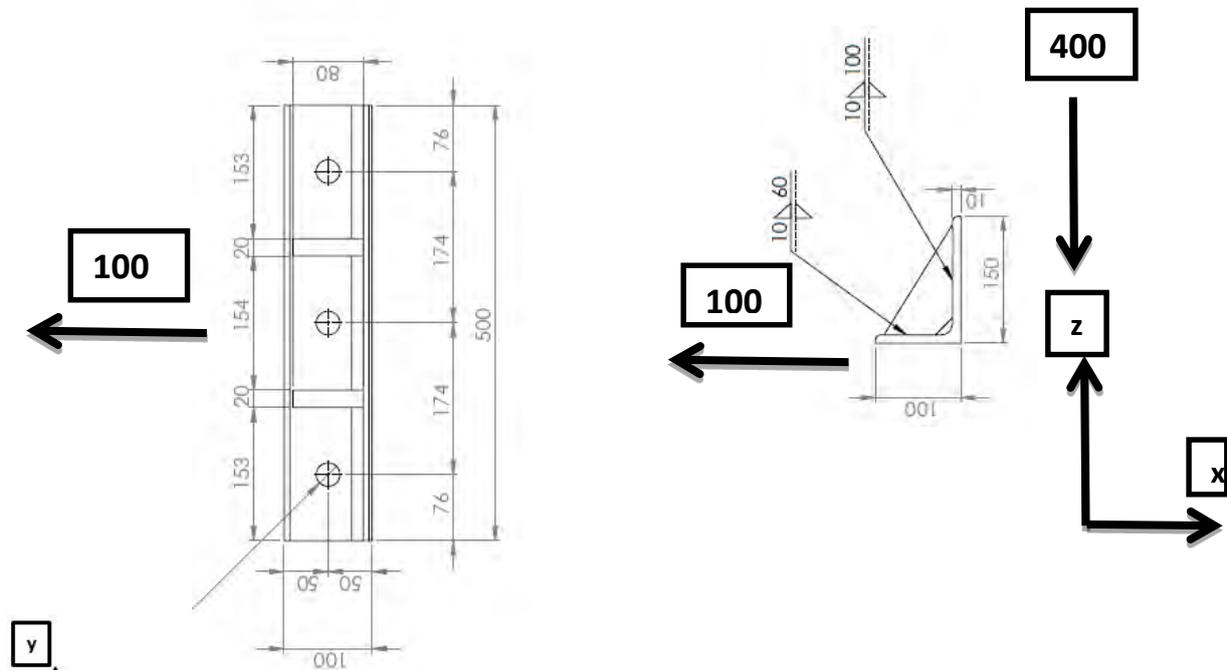
Sollecitazione per ogni foro	16.66666667 kN
------------------------------	----------------

Verifica

	Min	Max	(dipendono dalla classe del bullone)
Fori esterni (1)	Verificato	Verificato	kN
Fori interni (2)	NON Verificato	NON Verificato	kN

6.1.4.3.3. Verifica delle saldature

La saldature sono previste solo sui profili ad L:

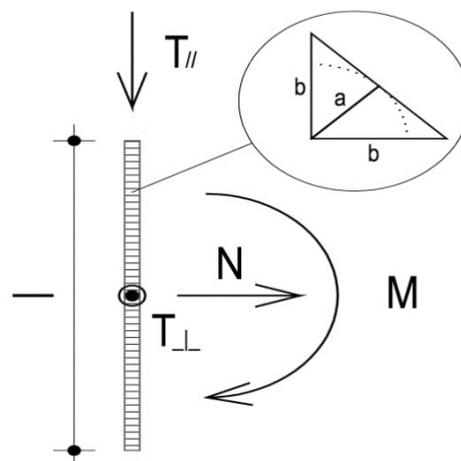


Sollecitazioni		
Dir X	100	kN
Dir Y	0	kN
Dir Z	400	kN

Direzione X:

Sollecitazioni	
N (N)	0
$T_{//}$ (N)	100000
T_{\perp} (N)	400000
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	10
l (mm)	240



n° cordoni	4
γ_{M2}	1.25
a (mm)	7.07

f_{yk} (N/mm ²)	355
f_{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β_w	0.9
$f_{w,d}$ (N/mm ²)	261.732
$F_{T//}$ (N/mm)	104.167
$F_{T\perp}$ (N/mm)	416.667

$F_{T\text{TOT}}$ (N/mm)	429.490
$F_{\perp N}$ (N/mm)	0.000
$F_{\perp M}$ (N/mm)	0.000
$F_{\perp\text{TOT}}$ (N/mm)	0.000

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	429.490
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	1850.726

S/R	OK
0.232	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0.7
β_2	0.85
$t_{//}$ (N/mm ²)	14.7314
t_{\perp} (N/mm ²)	58.9256

$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	0.0000
$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.0000
n_{\perp} (N/mm ²)	0.0000

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	60.7391
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	248.5000

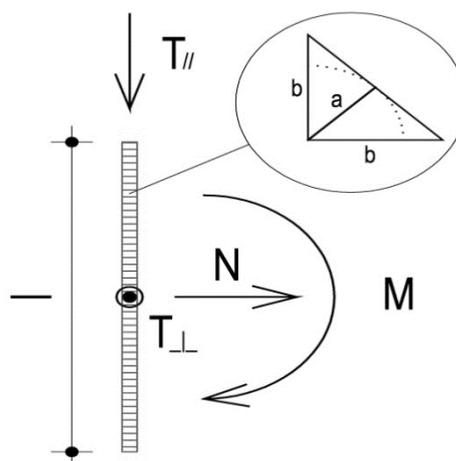
S/R	OK
0.24	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	58.9256
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	301.7500

S/R	OK
0.20	

Direzione Y:

Sollecitazioni	
N (N)	0
T _{//} (N)	400000
T _⊥ (N)	100000
M (Nmm)	0
Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	10
l (mm)	400
n° cordoni	4
γ _{M2}	1.25
a (mm)	7.07



f _{yk} (N/mm ²)	355
f _{tk} (N/mm ²)	510

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β _w	0.9
f _{vw,d} (N/mm ²)	261.732
F _{T//} (N/mm)	250.000
F _{T⊥} (N/mm)	62.500

F _{T TOT} (N/mm)	257.694
F _{⊥ N} (N/mm)	0.000
F _{⊥ M} (N/mm)	0.000
F _{⊥ TOT} (N/mm)	0.000

F _{w,Ed} (N/mm)	257.694
F _{w,Rd} (N/mm)	1850.726

S/R	OK
0.139	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β ₁	0.7
β ₂	0.85
t _{//} (N/mm ²)	35.3553
t _⊥ (N/mm ²)	8.8388
√(n _⊥ ² + t _⊥ ² + t _{//} ²)	36.4434
β ₁ · f _{yk}	248.5000

n _{⊥ N} (N/mm ²)	0.0000
n _{⊥ M} (N/mm ²)	0.0000
n _⊥ (N/mm ²)	0.0000
S/R	OK
0.15	

n _⊥ + t _⊥	8.8388
β ₂ · f _{yk}	301.7500

S/R	OK
0.03	

7. Conclusioni

Il lavoro di sperimentazione esposto in questa tesi costituisce la parte iniziale di un progetto più ampio, che continuerà con la fabbricazione dei 3 nodi trave pilastro, qui dimensionati, e l'esecuzione delle prove cicliche che porteranno questi ultimi a rottura.

I dati raccolti saranno successivamente elaborati per verificare gli obiettivi iniziali, ovvero:

- Verificare il comportamento strutturale di calcestruzzi contenenti scorie di acciaieria (EAF slag) in campioni a scala reale;
- Valutare il comportamento strutturale di un nodo trave-pilastro costituito di calcestruzzo contenente EAF slag;
- Confrontare i risultati ottenuti dalle prove cicliche su tre nodi aventi geometria e armatura identica, ma con calcestruzzi differenti (tradizionale e con EAF slag);
- Valutare la duttilità dei nodi di calcestruzzo con EAF slag.

Lo studio svolto in questa fase, che costituisce il lavoro di tesi presentato, ha permesso di determinare, dopo un lunga serie di analisi sperimentali e di elaborazioni analitiche, i materiali da utilizzare, le dimensioni e le armature dei campioni, ed il setup definitivo per le prove cicliche.

Per quanto riguarda lo studio dei materiali (capitoli 3 e 4), i dati raccolti dai test sui calcestruzzi hanno confermato quanto era già disponibile in letteratura, ovvero l'aumento di resistenza degli impasti contenenti scorie EAF a fronte di una maggiore fragilità, in confronto ai calcestruzzi tradizionali.

In particolare si è osservato che bisogna porre molta attenzione alla scelta di un'adeguata curva granulometrica, in quanto essa è un fattore determinante per la realizzazione di un calcestruzzo avente buona lavorabilità unita ad alte prestazioni; esperienza diretta maturata in fase di realizzazione delle miscele, dove si sono sperimentate diverse frazioni di inerti e diversi tipi di curve granulometriche.

Durante la fase progettuale (capitoli 5 e 6) la difficoltà maggiore riscontrata è stata quella di dover stimare in maniera plausibile il comportamento deformativo degli elementi progettati, dato che non si avevano riferimenti bibliografici

di prove simili su calcestruzzi contenenti scorie EAF. Quest'analisi è stata necessaria per poter realizzare un setup di prova adeguato allo svolgimento integrale delle prove cicliche in laboratorio; le incognite sono infatti le capacità deformative dei nodi, in quanto un errore nella valutazione delle possibili deformazioni massime potrebbe portare all'esecuzione di prove incomplete.

Il lavoro svolto per il dimensionamento e la realizzazione degli elementi necessari al setup di prova proposto consente di poter eseguire le prove cicliche mantenendo un buon margine di capacità sia dal punto di vista delle forze da applicare ai provini che di ampiezza di deformazione, in modo da permettere lo svolgimento delle prove in totale sicurezza, senza rischiare rotture delle strumentazioni o perdite di dati importanti.

In conclusione lo scopo di tutto questo lavoro è stato da un lato quello di fungere da apripista per una sperimentazione più ampia, dall'altro portare una maggiore conoscenza riguardo all'utilizzo di calcestruzzi contenenti scorie EAF contribuendo all'adeguamento normativo di questo nuovo materiale in vista di un suo futuro utilizzo in ambito strutturale.

8. Riferimenti bibliografici

UNI EN 1992/2006: EUROCODE 2: DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES.

UNI EN 933-1:1999: PROVE PER DETERMINARE LE PROPRIETÀ GENERALI DEGLI AGGREGATI – DETERMINAZIONE DELLA DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA – ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA.

UNI EN 1097-3 1999: PROVE PER DETERMINARE LE PROPRIETÀ MECCANICHE E FISICHE DEGLI AGGREGATI – DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA IN MUCCHIO E DEI VUOTI INTERGRANULARI.

UNI EN 1097-4 2001: PROVE PER DETERMINARE LE PROPRIETÀ MECCANICHE E FISICHE DEGLI AGGREGATI – DETERMINAZIONE DELLA POROSITÀ DEL FILLER SECCO COMPATTATO.

UNI EN 1097-5 2000: PROVE PER DETERMINARE LE PROPRIETÀ MECCANICHE E FISICHE DEGLI AGGREGATI – DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO D'ACQUA PER ESSICCAZIONE IN FORNO VENTILATO.

UNI EN 1097-6 2000: PROVE PER DETERMINARE LE PROPRIETÀ MECCANICHE E FISICHE DEGLI AGGREGATI – DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA DEI GRANULI E DELL'ASSORBIMENTO D'ACQUA.

DIRECTIVE 2008/98/EC.

DIRECTIVE 2006/12/EC.

COMMISSION DECISION 2000/532/EC.

UNI 11104 2004: ADDITIONAL PROVISIONS FOR THE APPLICATION OF EN 206-1.

D. M. 14/01/2008 "NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI".

UNI EN 12350 -2/2009: PROVA SUL CALCESTRUZZO FRESCO: PROVA DI ABBASSAMENTO AL CONO.

UNI EN 12390/2009: PROVA SUL CALCESTRUZZO INDURITO.

MASLEHUDDIN, ALFARABI, SHAMEEM, IBRAHIM, BARRY: "COMPARISON OF PROPERTIES OF STEEL SLAG AND CRUSHED LIMESTONE AGGREGATE CONCRETES" IN CONSTRUCTION AND BUILDING MATERIALS, 2003.

MOISÈS FRÌAS ROJAS, M. I. SANCHEZ DE ROJAS: "CHEMICAL ASSESSMENT OF THE ELECTRIC ARC FURNACE SLAG AS CONSTRUCTION MATERIAL: EXPANSIVE COMPOUNDS" IN CEMENT AND CONCRETE RESEARCH, 2004.

MANSO J.M., POLANCO J.A., LOSANEZ M, GONZÁLEZ J.J. : “DURABILITY OF CONCRETE MADE WITH EAF SLAG AS AGGREGATE”, IN CEMENT AND CONCRETE COMPOSITES (2006).

TSAKIRIDIS P.E., PAPADIMITRIOU G.D., TSIVILIS S., KORONEOS C. “UTILIZATION OF STEEL SLAG FOR PORTLAND CEMENT CLINKER PRODUCTION” IN JOURNAL OF HAZARDOUS MATERIAL, 2008.

QASRAWI H., SHALABI F., ASI I.: “USE OF LOW CAO UNPROCESSED STEEL SLAG IN CONCRETE AS FINE AGGREGATES” IN CONSTRUCTION AND BUILDING MATERIAL, 2009.

MUHMOOD L., VITTA S., VENKATESWARAN D.: “CEMENTITIOUS AND POZZOLANIC BEHAVIOUR OF ELECTRIC ARC FURNACE STEEL SLAGS” IN CEMENT AND CONCRETE RESEARCH, 2009.

ABRAMS D.A. IN “DESIGN OF CONCRETE MIXTURES”, BULLETIN 1, STRUCTURAL MATERIALS RESEARCH LABORATORY, LEWIS INSTITUTE, CHICAGO, USA, 1918

MARIO COLLEPARDI, SILVIA COLLEPARDI, ROBERTO TROLI IN “IL NUOVO CALCESTRUZZO”, ED. TINTORETTO.

AICAP “PROGETTAZIONE DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO”, GUIDA ALL’USO DELL’EUROCODICE 2, CON RIFERIMENTO ALLE NORME TECNICHE D. M. 14.1.2008.

JUAN M. MANSO, JUAN A. POLANCO, MILAGROS LOSANEZ, JAVIER J. GONZALEZ - DURABILITY OF CONCRETE MADE WITH EAF SLAG AS AGGREGATE CARLO PELLEGRINO, VITTORIO GADDO – MECHANICAL AND DURABILITY CHARACTERISTICS OF CONCRETE CONTAINING EAF SLAG AS AGGREGATE. (2008)

SAMIR I. ABU EISHAH, AMR S. EL-DIEB, MOSTAFA S. BEDIR – PERFORMANCE OF CONCRETE MIXTURES MADE WITH ELECTRIC ARC FURNACE (EAF) STEEL SLAG AGGREGATE PRODUCED IN THE ARABIAN GULF REGION.

CARLO PELLEGRINO, PAOLO CAVAGNIS, FLORA FALESCHINI, KATYA BRUNELLI - PROPERTIES OF CONCRETES WITH BLACK/OXIDIZING ELECTRIC ARC FURNACE SLAG AGGREGATE (2012).

ANGELO MASI, GIUSEPPE SANTARSIERO, GIOVANNI DE CARLO, GIAN PIERO LIGNOLA, GERARDO M. VERDERAME – VALUTAZIONE E RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA’ SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. (2008)

ANGELO MASI, GIUSEPPE SANTARSIERO, CLAUDIO MORONI, DOMENICO NIGRO – MECCANISMI DI COLLASSO DI NODI ESTERNI TRAVE-COLONNA IN C.A. SOTTOPOSTI A TEST CICLICI (2009).

F. BRAGA, G. DE CARLO, G. F. CORRADO, R. GIGLIOTTI, M. LATERZA, D. NIGRO – MECCANISMI DI RISPOSTA DI NODI TRAVE-PILASTRO IN C.A. DI STRUTTURE NON ANTISISMICHE (2001).

MAURO DOLCE, ANGELO MASI, CLAUDIO MORONI, DOMENICO NIGRO, GIUSEPPE SANTARSIERO, MAURIZIO FERRINI – COMPORTAMENTO CICLICO-SPERIMENTALE DI UN NODO TRAVE.PILASTRO ESTRATTO DA UNA STRUTTURA ESISTENTE IN C.A. (2005).

SALAHUDDIN QUDAH, MOHAMED MAALEJ – APPLICATION OF ENGINEERED CEMENTITIOUS COMPOSITES (ECC) IN INTERIOR BEAM COLUMN CONNECTIONS FOR ENHANCED SEISMIC RESISTANCE (2013).

R. SCOTTA, L. TESSER – COMPORTAMENTO DI NODI TRAVE-PILASTRO SISMO-RESISTENTI IN STRUTTURA MISTA DI TIPO TRALICCIATO SOGGETTI AD AZIONI CICLICHE.

Ringraziamenti

Desidero innanzitutto ringraziare la mia famiglia che mi ha sostenuto in questi anni di studi. E doveroso ringraziare poi in questa tesi l'Ing. Pietro Lotti, collega e amico con cui ho spartito "gioie e dolori" di un lungo lavoro sperimentale. Ringrazio tutto il gruppo di colleghi-amici universitari che hanno reso indimenticabile il mio percorso di studi e gli amici "di casa" che hanno aspettato a lungo questo giorno.

E d'obbligo infine ringraziare il Prof. Ing. Carlo Pellegrino, l'Ing. Flora Faleschini e l'Ing. Mariano Zanini per avermi coinvolto e seguito durante questo lavoro di tesi.

Appendice A

A. Tavole nodo

- NODO TRAVE PILASTRO, DISEGNO 1: vista laterale con armature;
- NODO TRAVE PILASTRO, DISEGNO 2: vista laterale con armature, vista superiore con armature
- NODO TRAVE PILASTRO, DISEGNO 3: armatura trave e particolari;
- NODO TRAVE PILASTRO, DISEGNO 4: armatura pilastro e particolari;
- NODO TRAVE PILASTRO, DISEGNO 5: vista laterale nodo con ingombri e particolare nodo.

B. Tavole Parti meccaniche

a. Aggancio trave biella

- Distinta pezzi 1-2
- Distinta pezzi 3-4
- Aggancio trave-biella parte 1
- Aggancio trave-biella parte 2

b. Barre filettate

- Raccolta barre filettate

c. Cerniera 1

- Cerniera 1 inferiore
- Cerniera 1 perno

- Cerniera 1 superiore

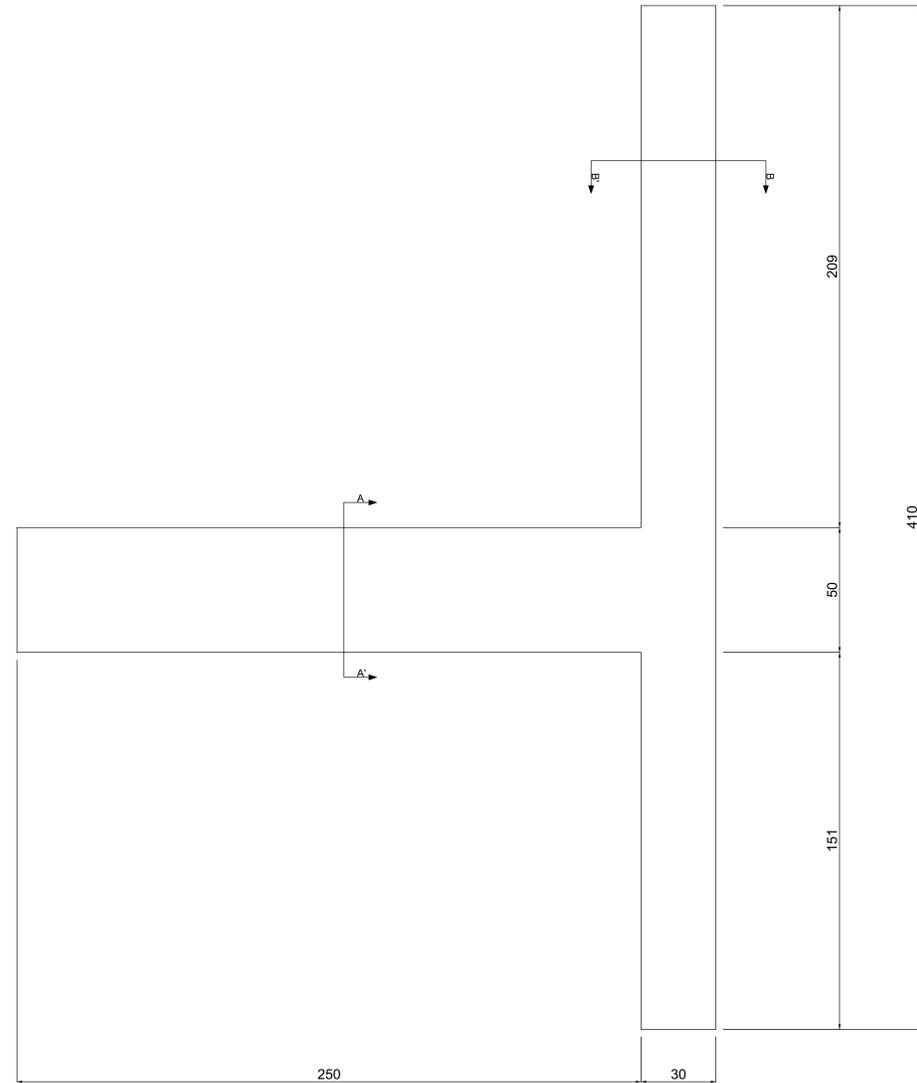
d. Cerniera 2

- Cerniera 2 lato martinetto
- Cerniera 2 lato supporto

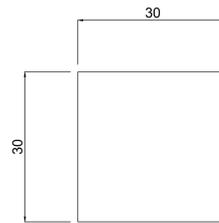
e. Profilati

- Profilato L_100x150 irrigiditi
- Profilati UPN_140

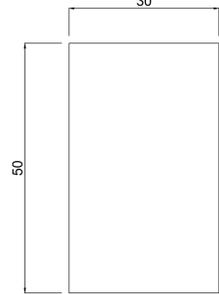
Vista laterale
SCALA 1:10



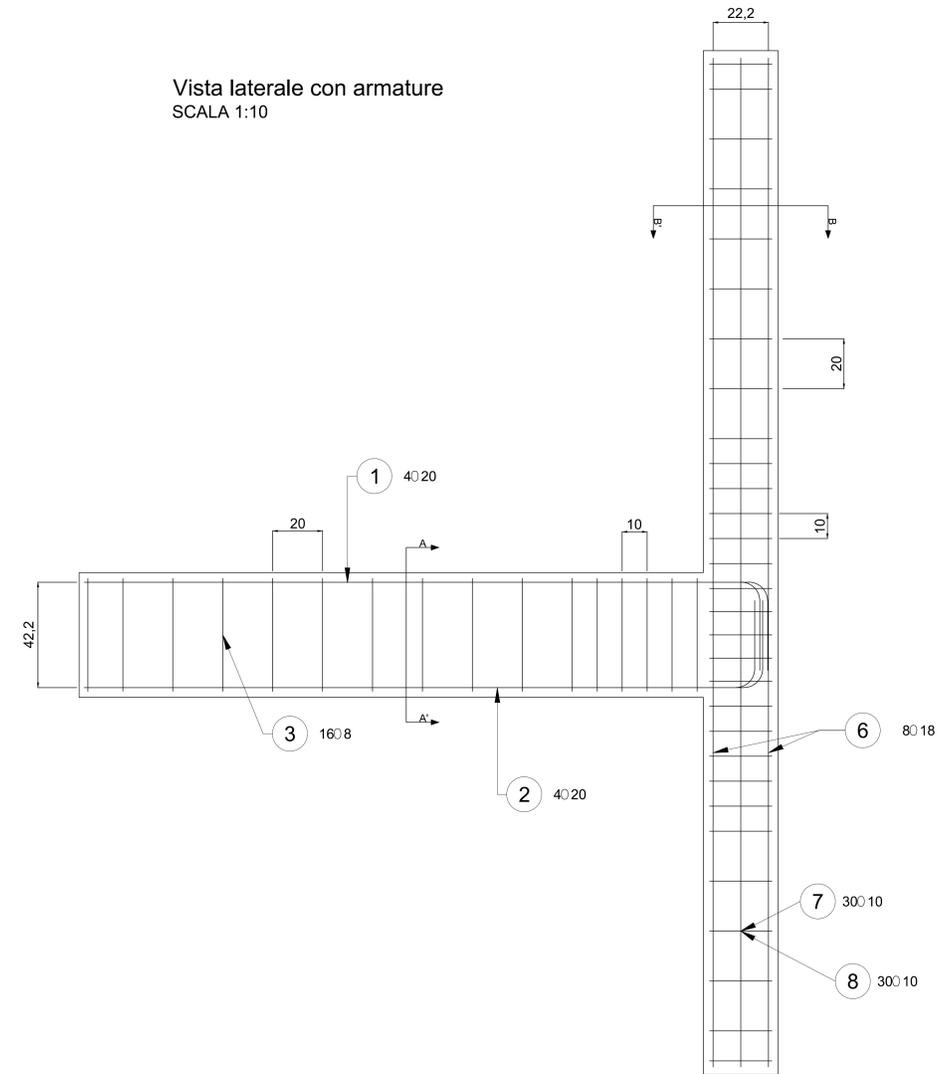
Sezione B-B'
Scala 1:5



Sezione B-B'
Scala 1:5



Vista laterale con armature
SCALA 1:10



PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE

COPRIFERRI

COPRIFERRI NETTO PER TRAVI E PILASTRI

2 cm

Altre indicazioni

scrivere le indicazioni necessarie

PIEGATURE

ARMATURE LONGITUDINALI:

R MINIMO = 6 Ø LONG.

STAFFE E GANCI:

R MINIMO = 4 Ø STAFFA

MINIMO = 10 Ø STAFFA



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
Dipartimento ICEA

responsabile:
-Prof. Ing. Claudio Modena
-Prof. Ing. Carlo Pellegrino
-Ing. Flavia Faleschini

TITOLO
Nodo Trave-Pilastro

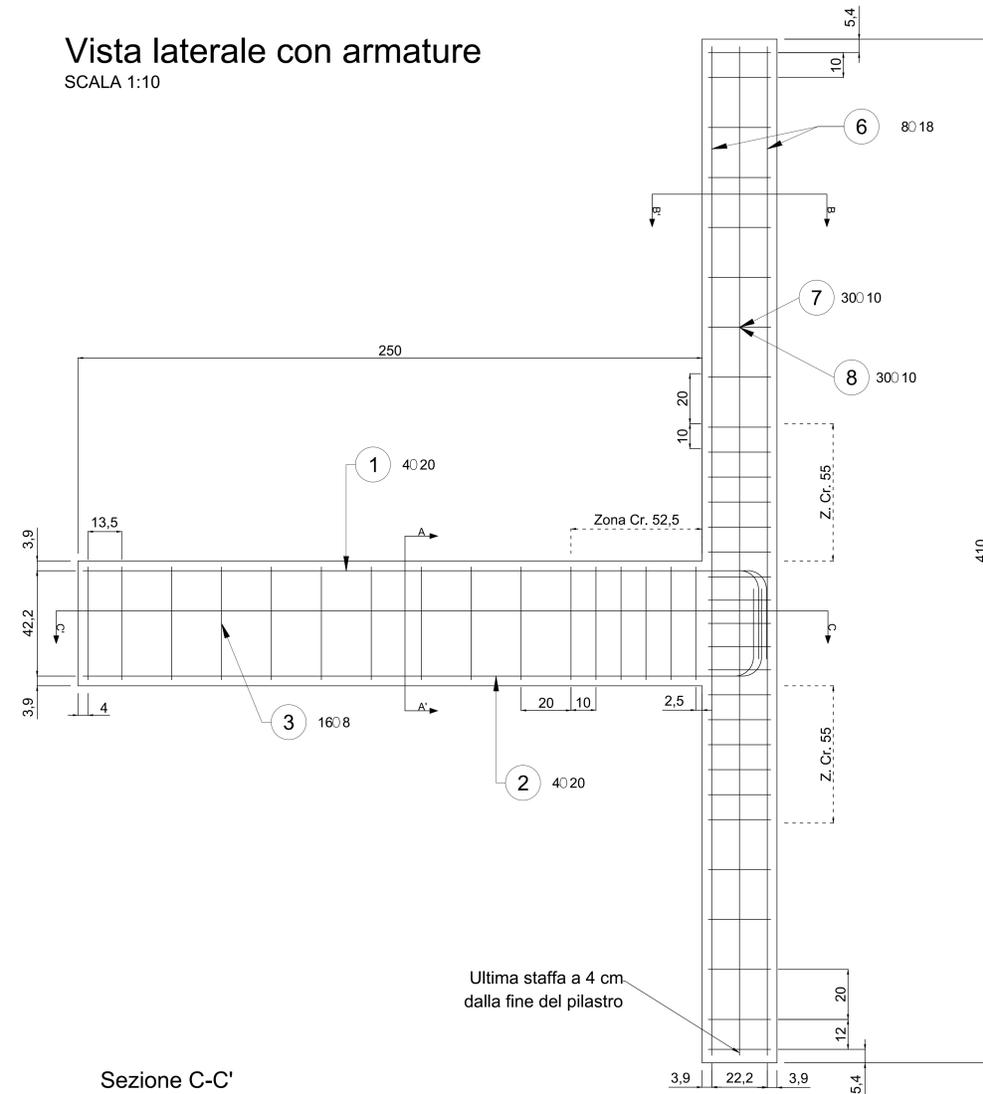
MATERIALE:

N. BISEGNO

Disegno 1

Vista laterale con armature

SCALA 1:10

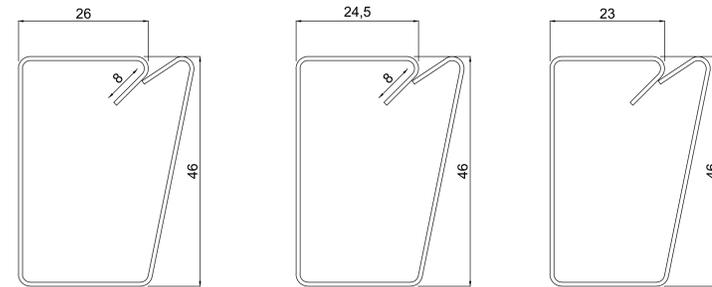
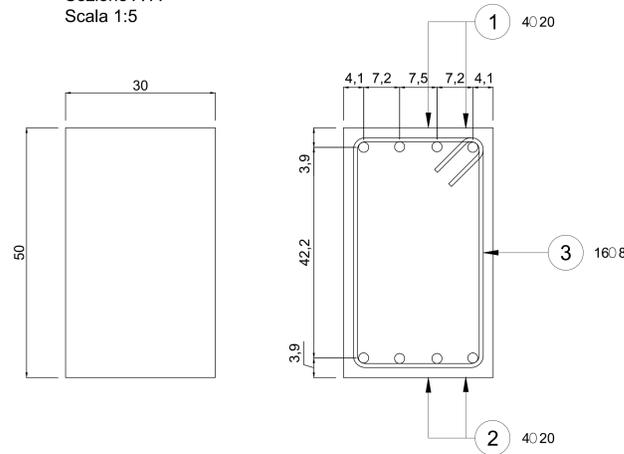


Sezione C-C' Vista superiore con armature

SCALA 1:10

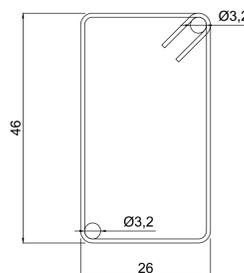


Sezione A-A' Scala 1:5

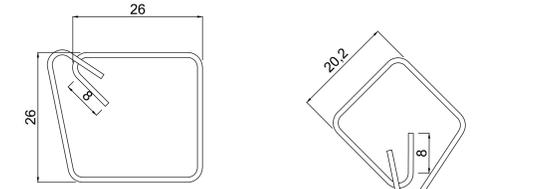
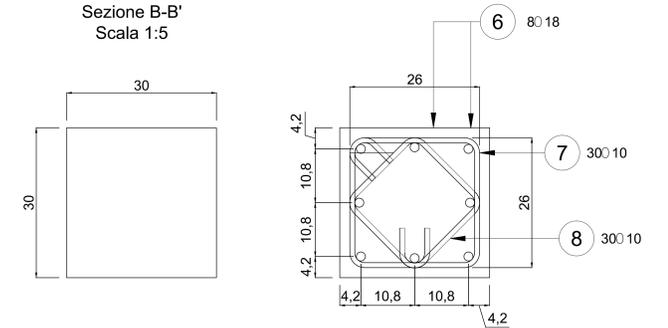


- 3 Staffa trave zona critica Ø8/10 zona non critica Ø8/20 L = 160 cm
- 4 Staffa trave L = 157 cm
- 5 Staffa trave L = 154,0 cm

Dettaglio piegature

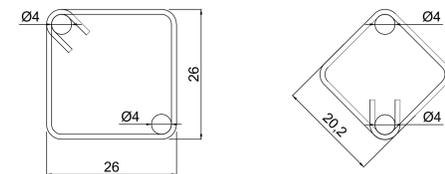


Sezione B-B' Scala 1:5



- 7 Staffa pilastro zona critica Ø10/100 zona non critica Ø10/200 L = 120,0 cm
- 8 Staffa pilastro zona critica Ø10/100 zona non critica Ø10/200 L = 96,0 cm

Dettaglio piegature



PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE

COPRIFERRI

COPRIFERRO NETTO PER TRAVE E PILASTRI:

2 cm

Altre indicazioni

scrivere le indicazioni necessarie

PIEGATURE

ARMATURE LONGITUDINALI:

R MINIMO = 6 Ø LONG.

STAFFE E GANCI:

R MINIMO = 4 Ø STAFFA

MINIMO = 10 Ø STAFFA



responsabile:
-Prof. Ing. Claudio Modena
-Prof. Ing. Carlo Pellegrino
-Ing. Flavia Faleschini

MATERIALE:

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
Dipartimento ICEA

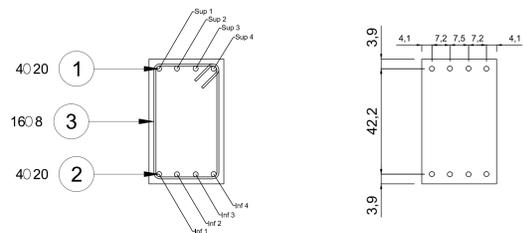
TITOLO

Nodo Trave-Pilastro

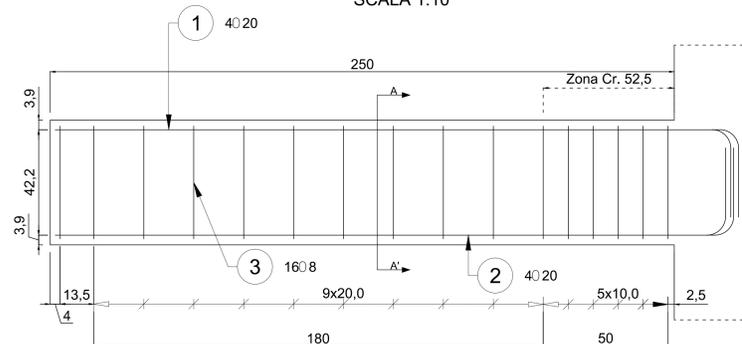
N. BISEGNO

Disegno 2

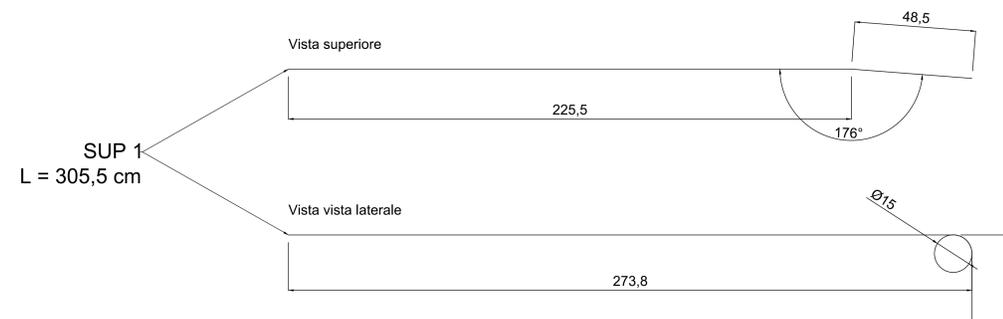
Sezione A-A'
Scala 1:10



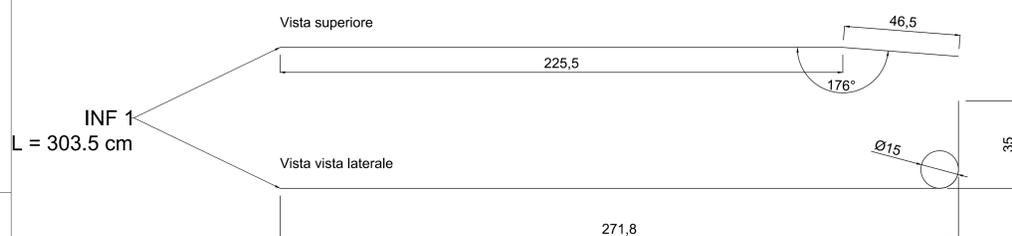
ARMATURA TRAVE
SCALA 1:10



Specifiche armatura Superiore

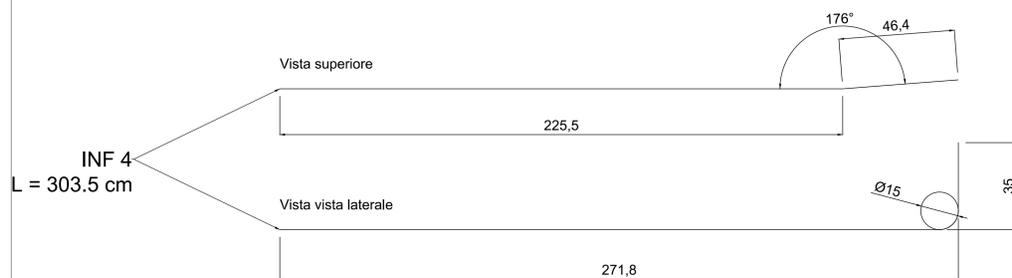
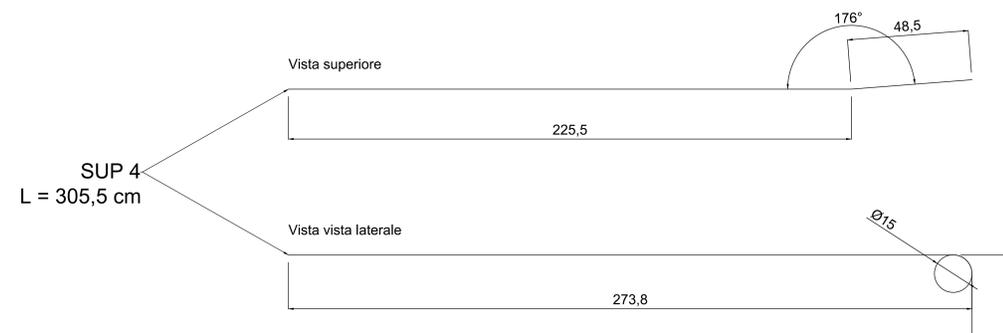
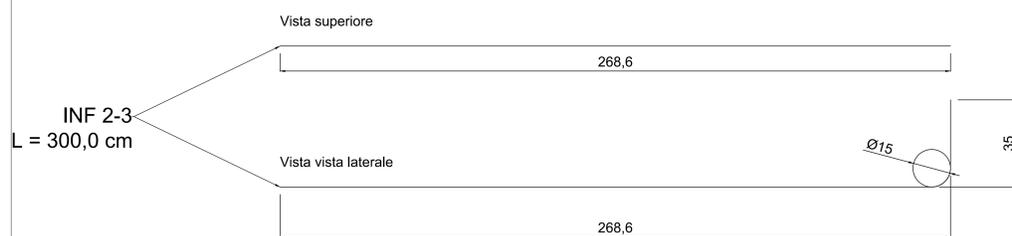
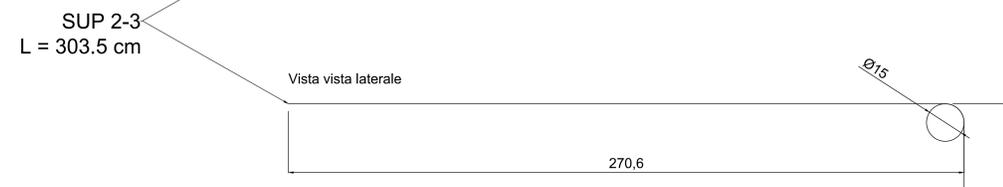


Specifiche armatura Inferiore



Caratteristiche armatura trave:

- Ferri longitudinali superiori: 4Φ 20;
- Ferri longitudinali inferiori: 4Φ 20;
- Staffe: 6 Φ 8 / 10 nella zona critica, 10 Φ 8 / 20 nel resto della trave.



PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE

COPRIFERRI

COPRIFERRO NETTO PER TRAVE E PILASTRI

2 cm

Altre indicazioni

scrivere le indicazioni necessarie

PIEGATURE

ARMATURE LONGITUDINALI:

R MINIMO = 6 Ø LONG.

STAFFE E GANCI:

R MINIMO = 4 Ø STAFFA

R MINIMO = 10 Ø STAFFA



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
Dipartimento ICEA

responsabile:
-Prof. Ing. Claudio Modena
-Prof. Ing. Carlo Pellegrino
-Ing. Flavia Faleschini

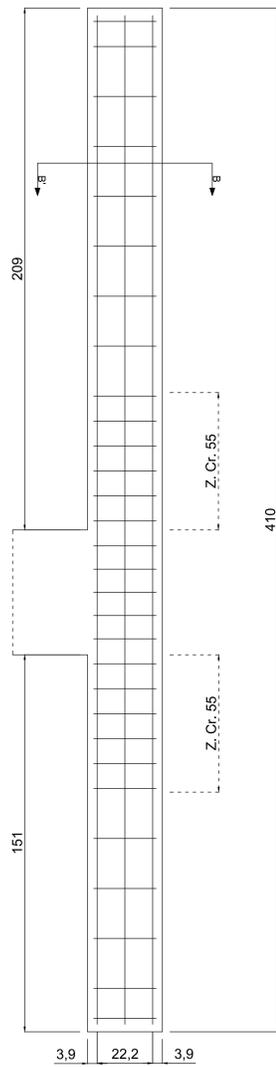
TITOLO
Nodo Trave-Pilastro

MATERIALE:

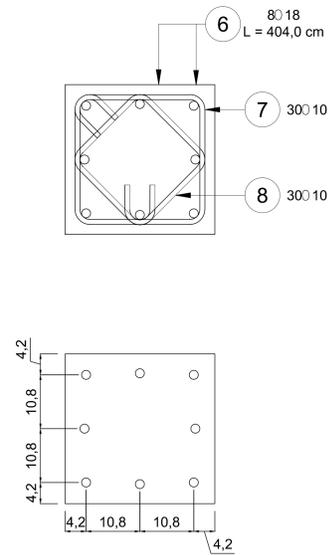
N. BISEGNO

Disegno 3

ARMATURA PILASTRO
SCALA 1:10



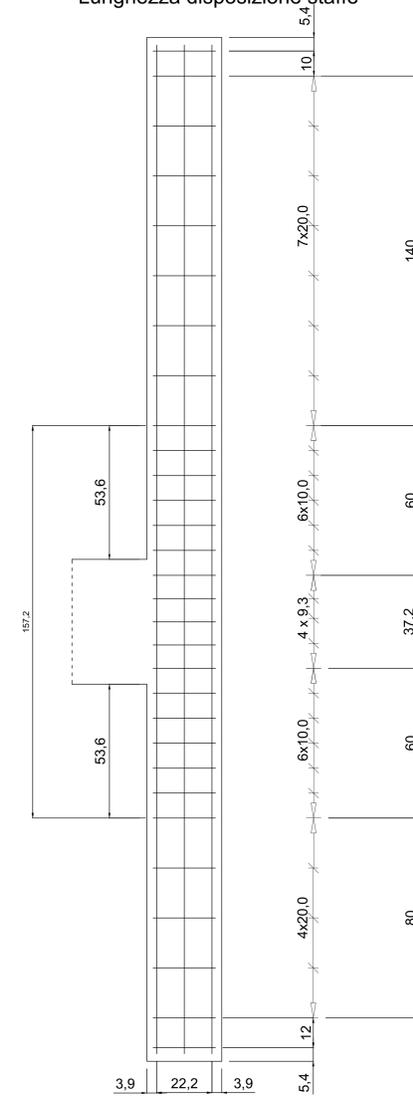
Sezione B-B'
Scala 1:5



Lunghezza barre



Lunghezza disposizione staffe



Caratteristiche armatura pilastro:

- Ferri longitudinali superiori: 8Ø 18;
- Staffe: Ø 10 / 10 nella zona critica, Ø 10 / 20 nel resto della trave.

PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE

COPRIFERRI

COPRIFERRO NETTO PER TRAVE E PILASTRO:

2 cm

Altre indicazioni

scrivere le indicazioni necessarie

PIEGATURE

ARMATURE LONGITUDINALI:

R MINIMO = 6 Ø LONG.

STAFFE E GANCI:

R MINIMO = 4 Ø STAFFA

R MINIMO = 10 Ø STAFFA



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
responsabile:
-Prof. Ing. Claudio Modena
-Prof. Ing. Carlo Pellegrino
-Ing. Flavia Faleschini

MATERIALE:

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
Dipartimento ICEA

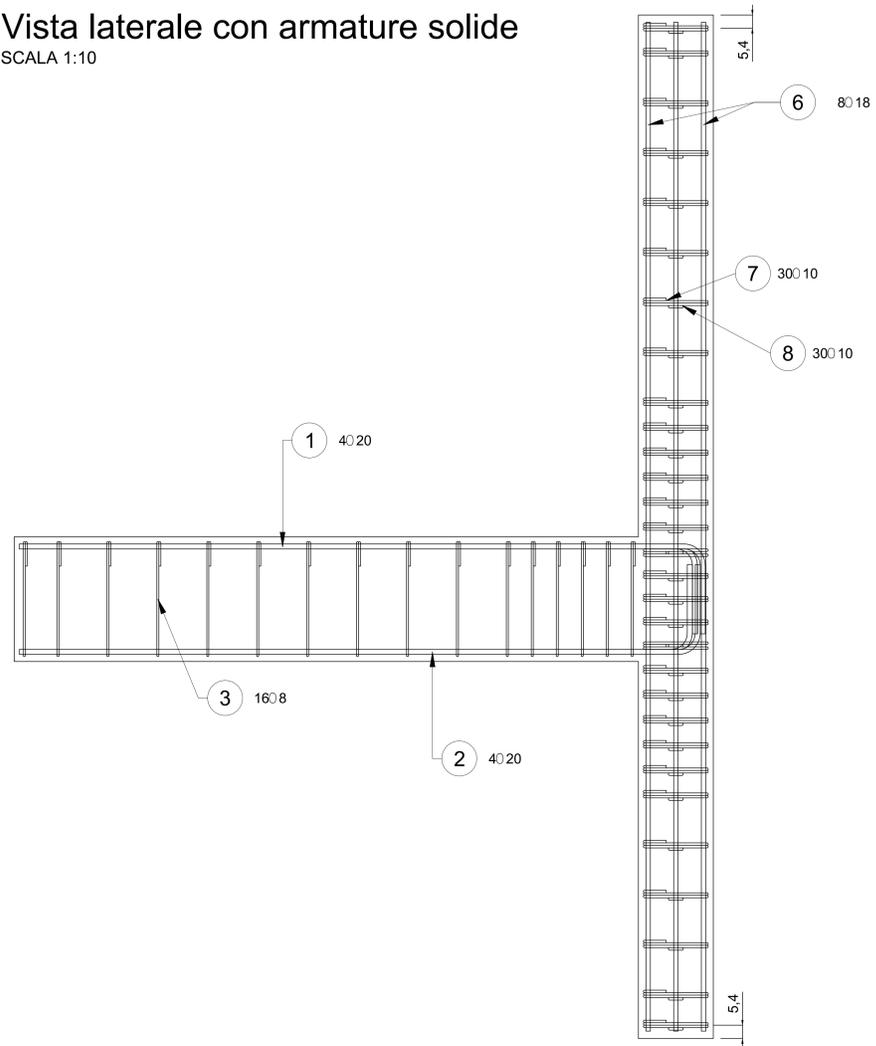
TITOLO

Nodo Trave-Pilastro

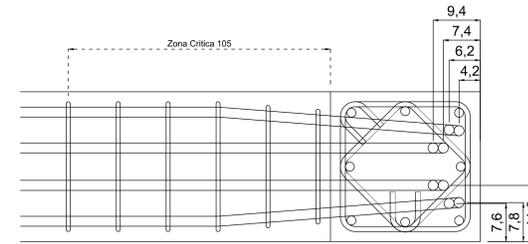
N. BISEGNO

Disegno 4

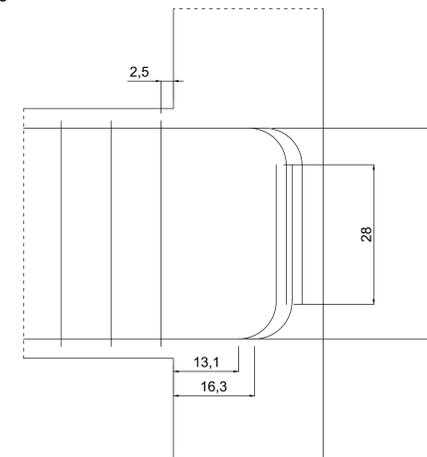
Vista laterale con armature solide
SCALA 1:10



Particolare del Nodo - Vista superiore
SCALA 1:5



Particolare del Nodo
Vista laterale e lunghezza di sovrapposizione
SCALA 1:5



PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE

COPRIFERRI

COPRIFERRO NETTO PER TRAVI E PLASTRI: 2 cm

Altre indicazioni

scrivere le indicazioni necessarie

PIEGATURE

ARMATURE LONGITUDINALI:

R MINIMO = 6 Ø LONG.

STAFFE E GANCI:

R MINIMO = 4 Ø STAFFA

R MINIMO = 10 Ø STAFFA



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
responsabili:
-Prof. Ing. Claudio Modena
-Prof. Ing. Carlo Pellegrino
-Ing. Flora Faleschini

MATERIALE:

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
Dipartimento ICEA

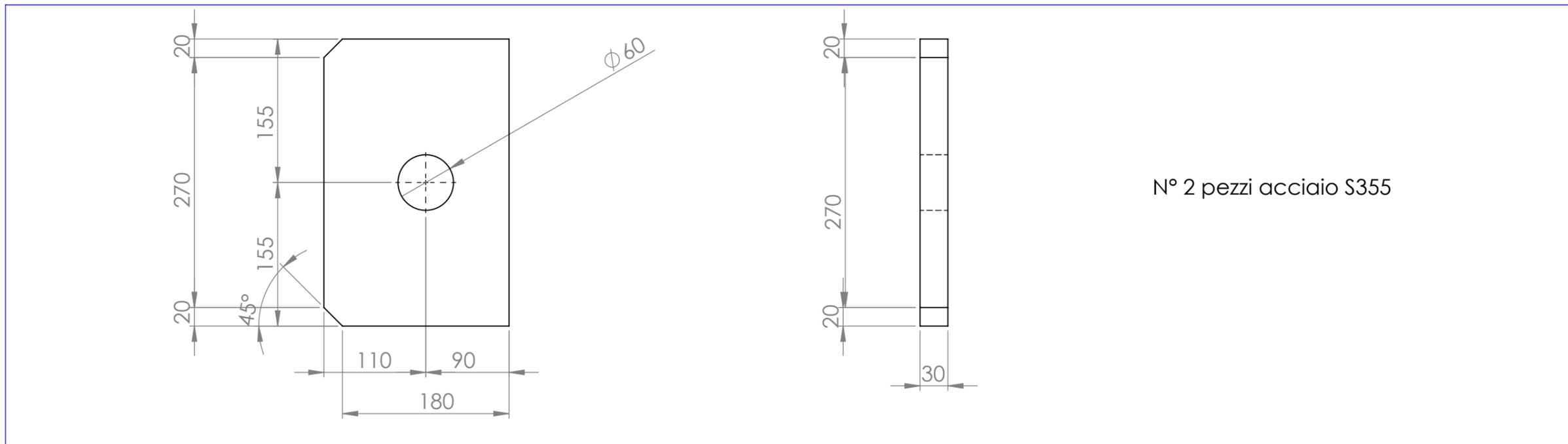
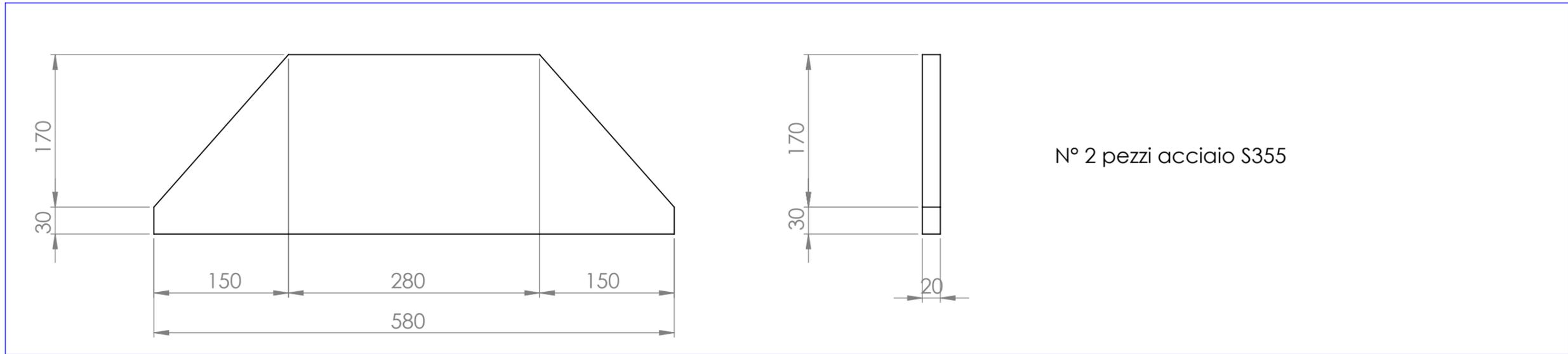
TITOLO:

Nodo Trave-Pilastro

N. DISEGNI:

Disegno 5

SMUSSARE SPIGOLI VIVI TOLLERANZA GENERICA +/-1mm



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
Dipartimento ICEA

responsabili:
-Prof. Ing. Claudio Modena
-Prof. Ing. Carlo Pellegrino
-Ing. Flora Faleschini

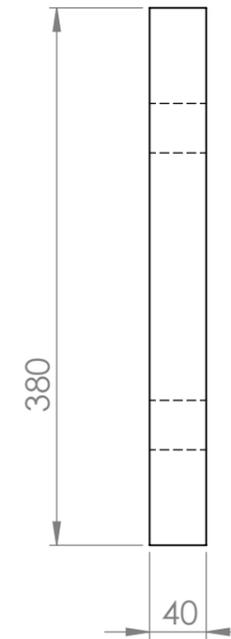
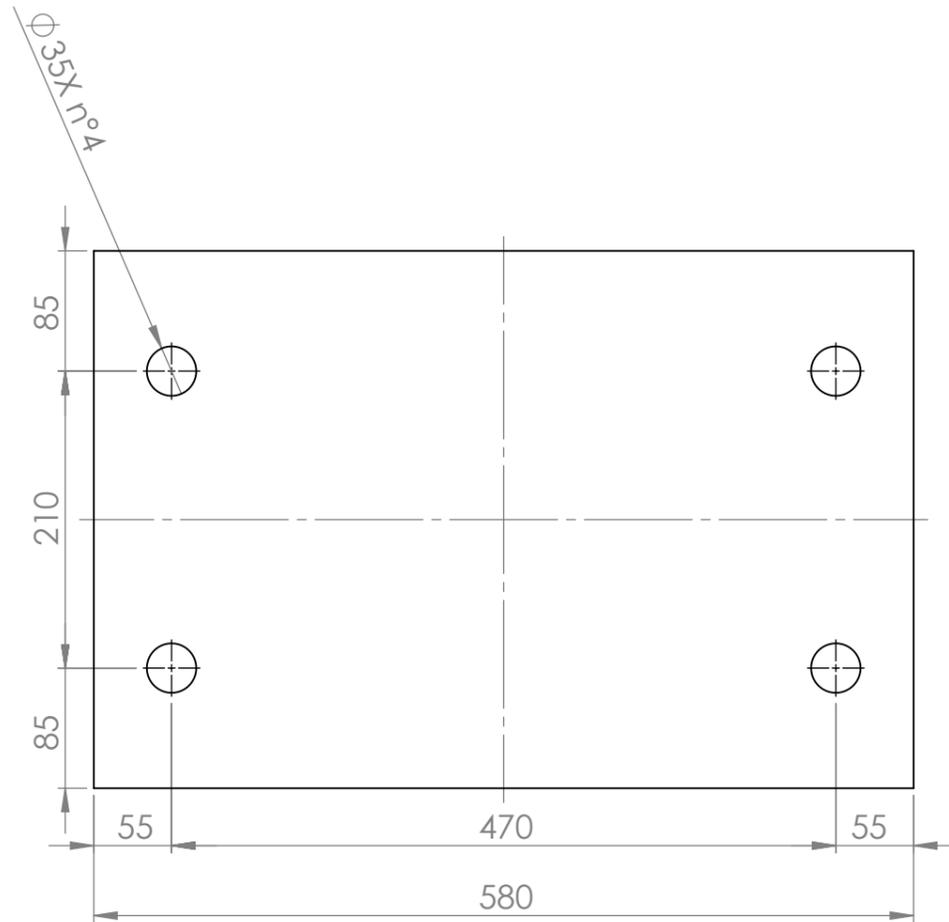
TITOLO:
AGGANCIO TRAVE-BIELLA
(pezzi 1-2)

MATERIALE:
acciaio s355

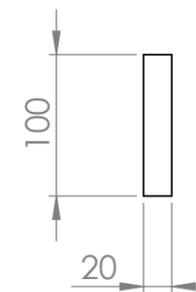
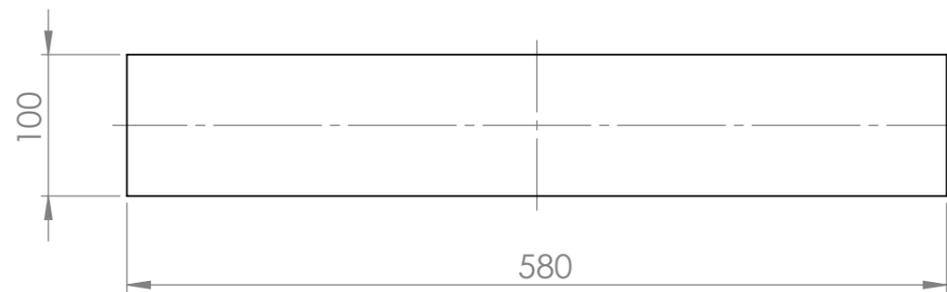
N. DISEGNO **Disegno 1 di 4**

A3

SCALA:1:5

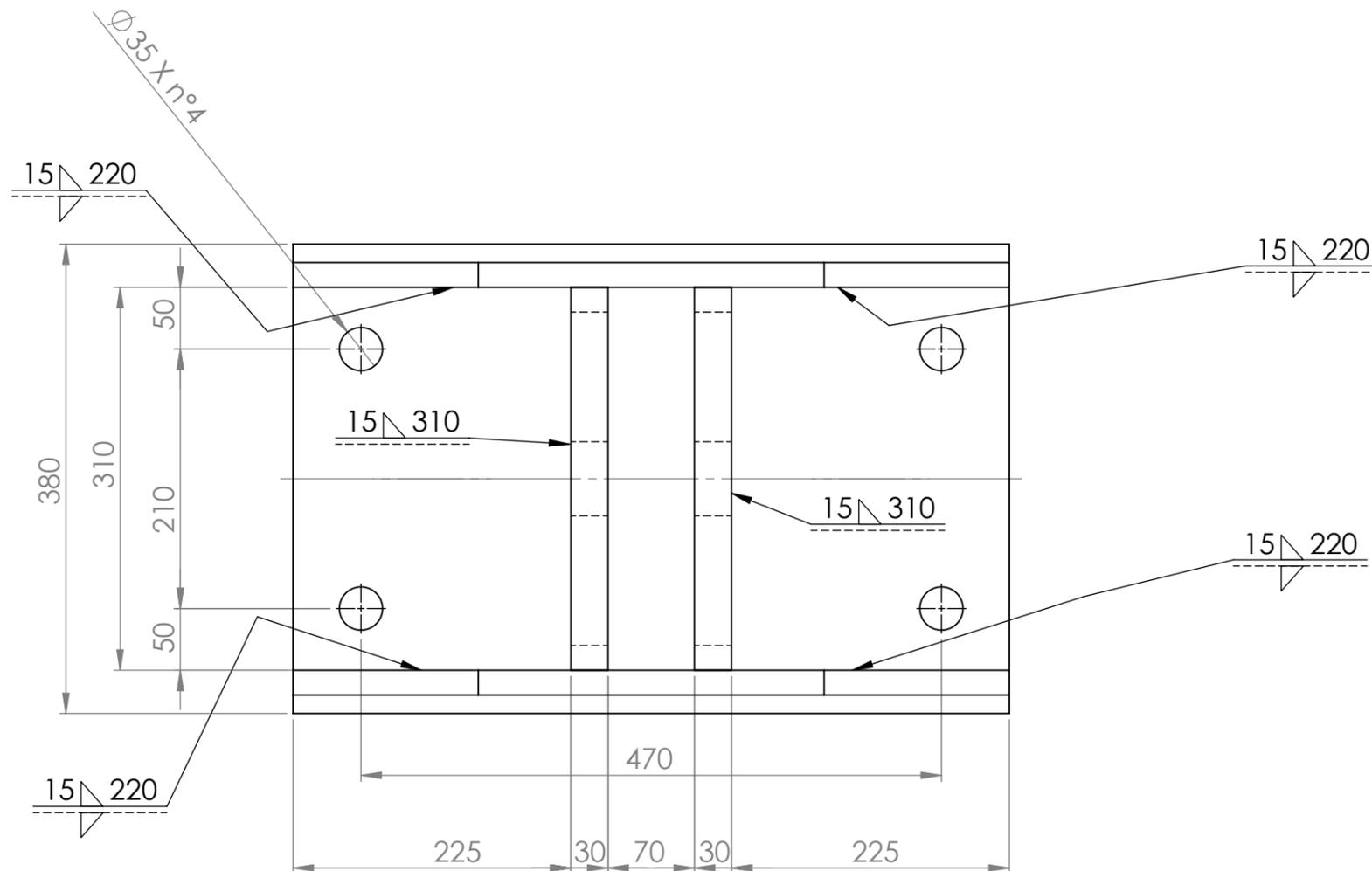
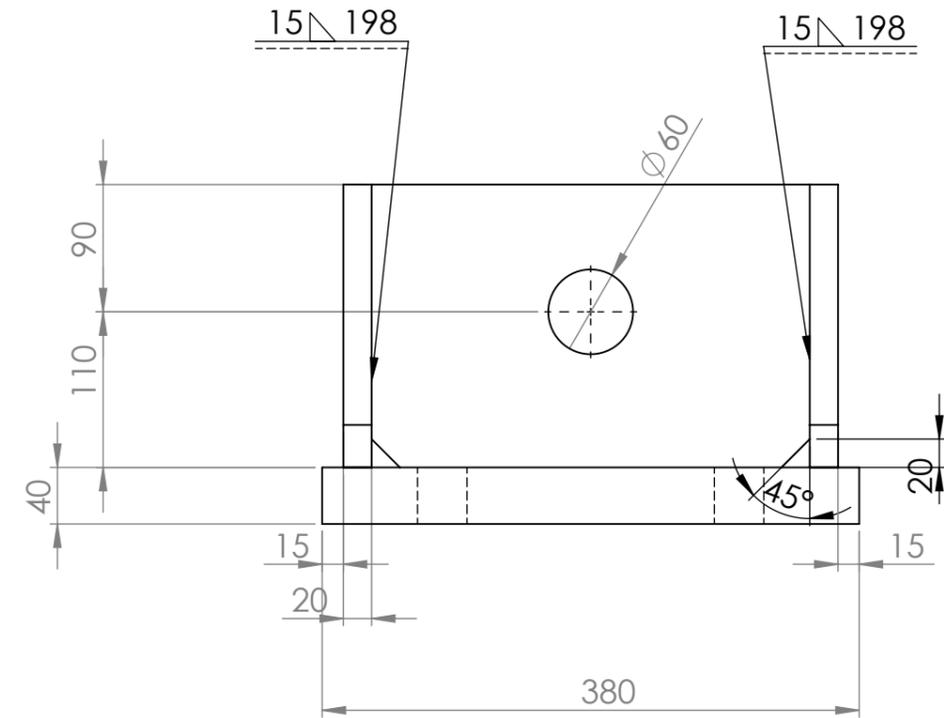
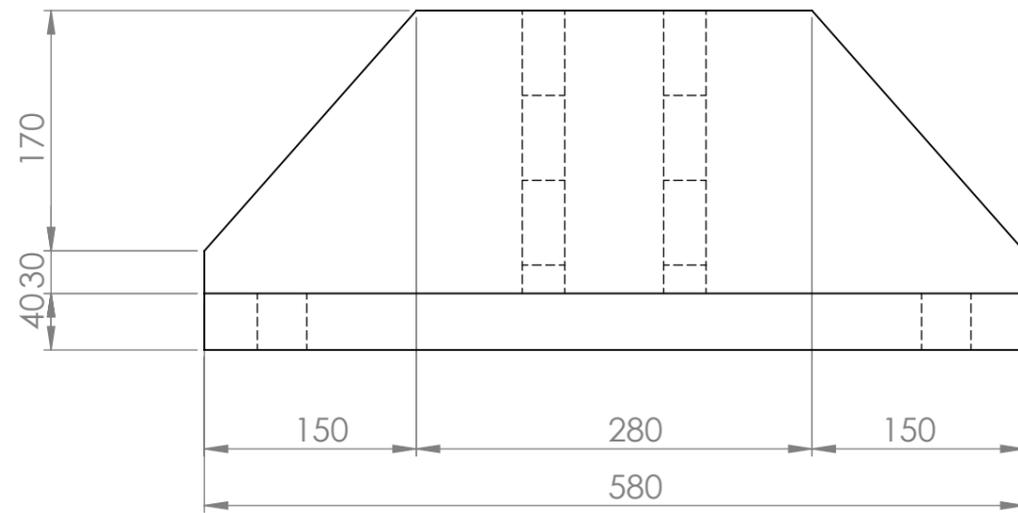


N° 2 PEZZI ACCIAIO S355

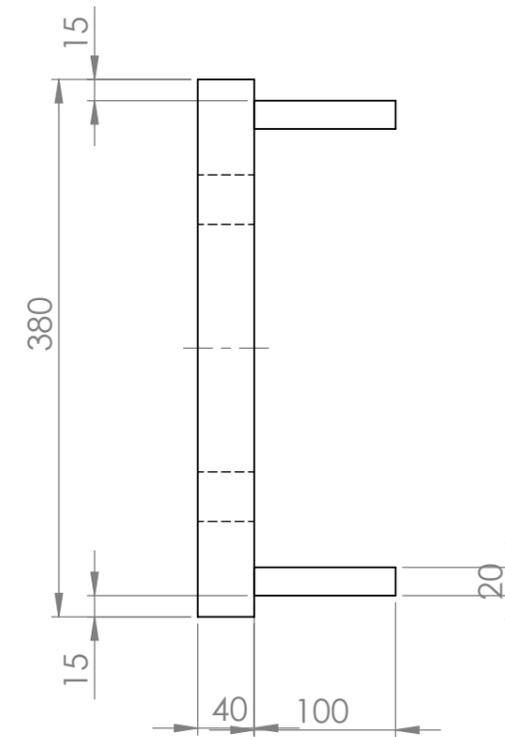
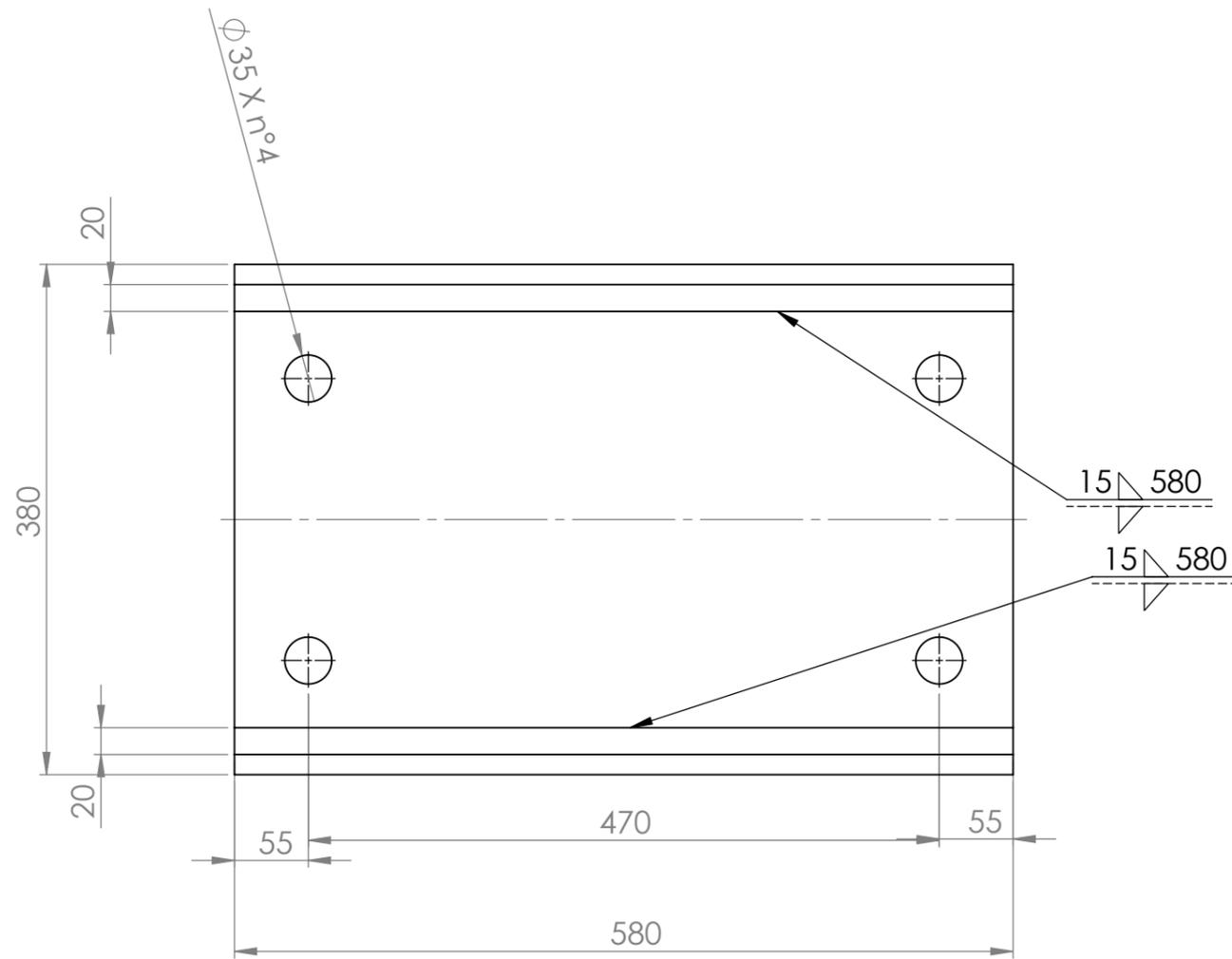


N° 2 PEZZI ACCIAIO S355

 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA	UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA	
responsabili: -Prof. Ing. Claudio Modena -Prof. Ing. Carlo Pellegrino -Ing. Flora Faleschini	TITOLO: AGGANCIO TRAVE BIELLA (pezzi 3-4)	
MATERIALE: ACCIAIO S355	N. DISEGNO Disegno 2 di 4	A3
SCALA:1:5		

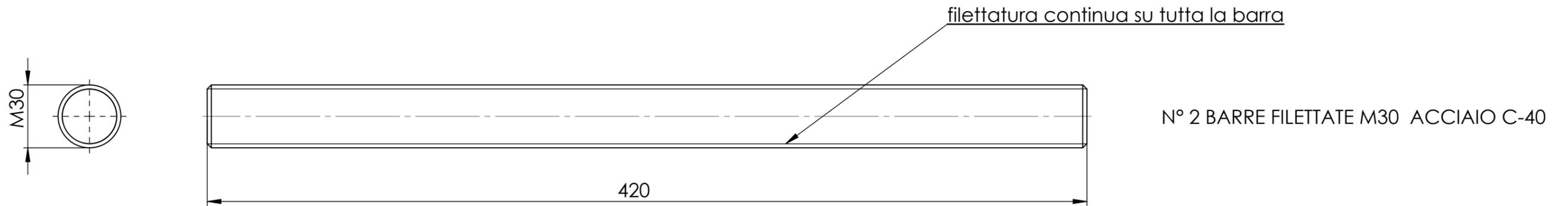
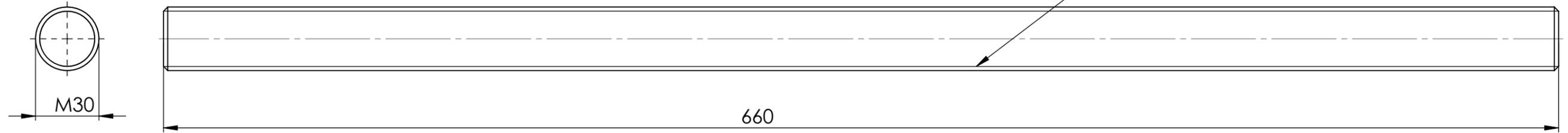


 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA	UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA	
responsabili: -Prof. Ing. Claudio Modena -Prof. Ing. Carlo Pellegrino -Ing. Flora Faleschini	TITOLO: AGGANCIO TRAVE-BIELLA saldature pt.1	
MATERIALE: S335	N. DISEGNO Disegno 3 di 4	A3
PESO: 117,88 Kg	SCALA: 1:5	



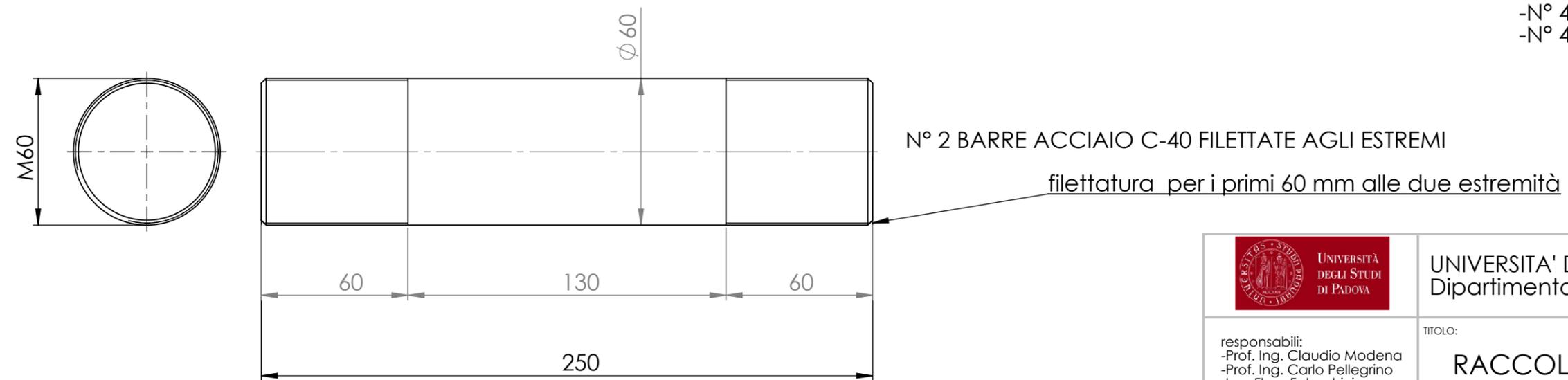
 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA	UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA	
responsabili: -Prof. Ing. Claudio Modena -Prof. Ing. Carlo Pellegrino -Ing. Flora Faleschini	TITOLO: AGGANCIO TRAVE-BIELLA saldature pt.2	
MATERIALE: S 355	N. DISEGNO Disegno 4 di 4	A3
PESO: 80,23 Kg	SCALA: 1:5	

N° 4 BARRE FILETTATE M30 ACCIAIO C-40



N° 2 BARRE FILETTATE M30 ACCIAIO C-40

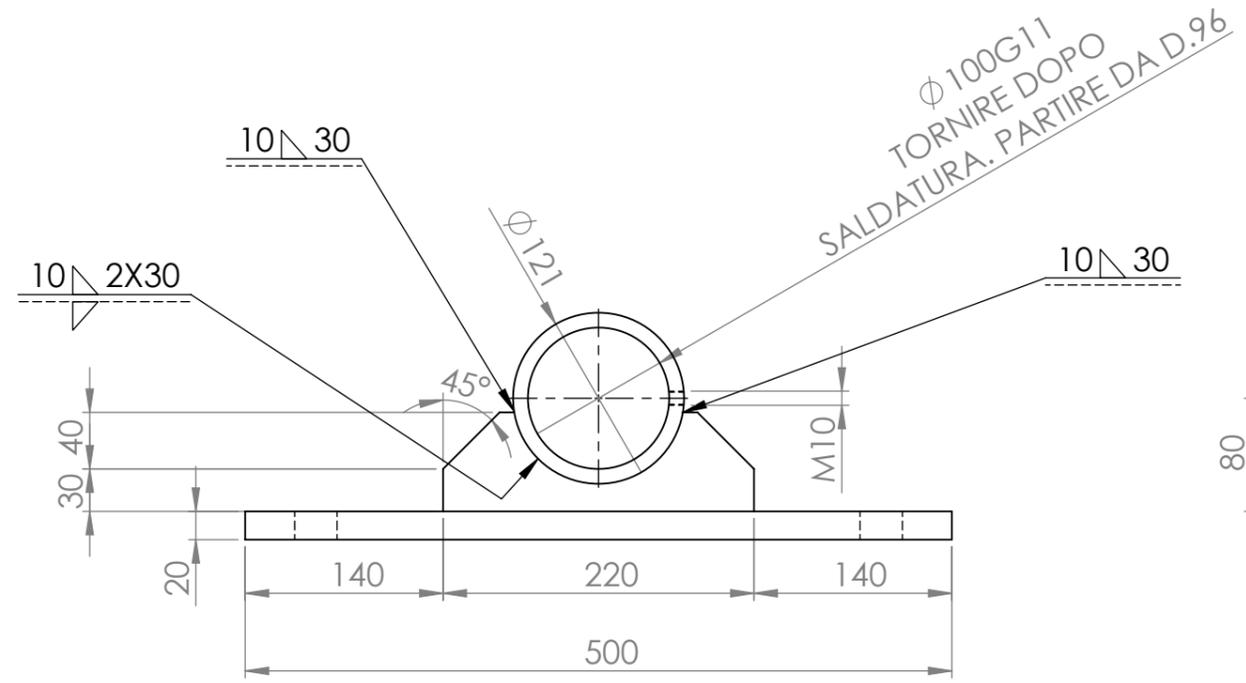
FORNIRE :
-N° 8 DADI M30 MEDI
-N° 4 DADI M30 MEDI
-N° 4 DADI M60 MEDI



N° 2 BARRE ACCIAIO C-40 FILETTATE AGLI ESTREMI

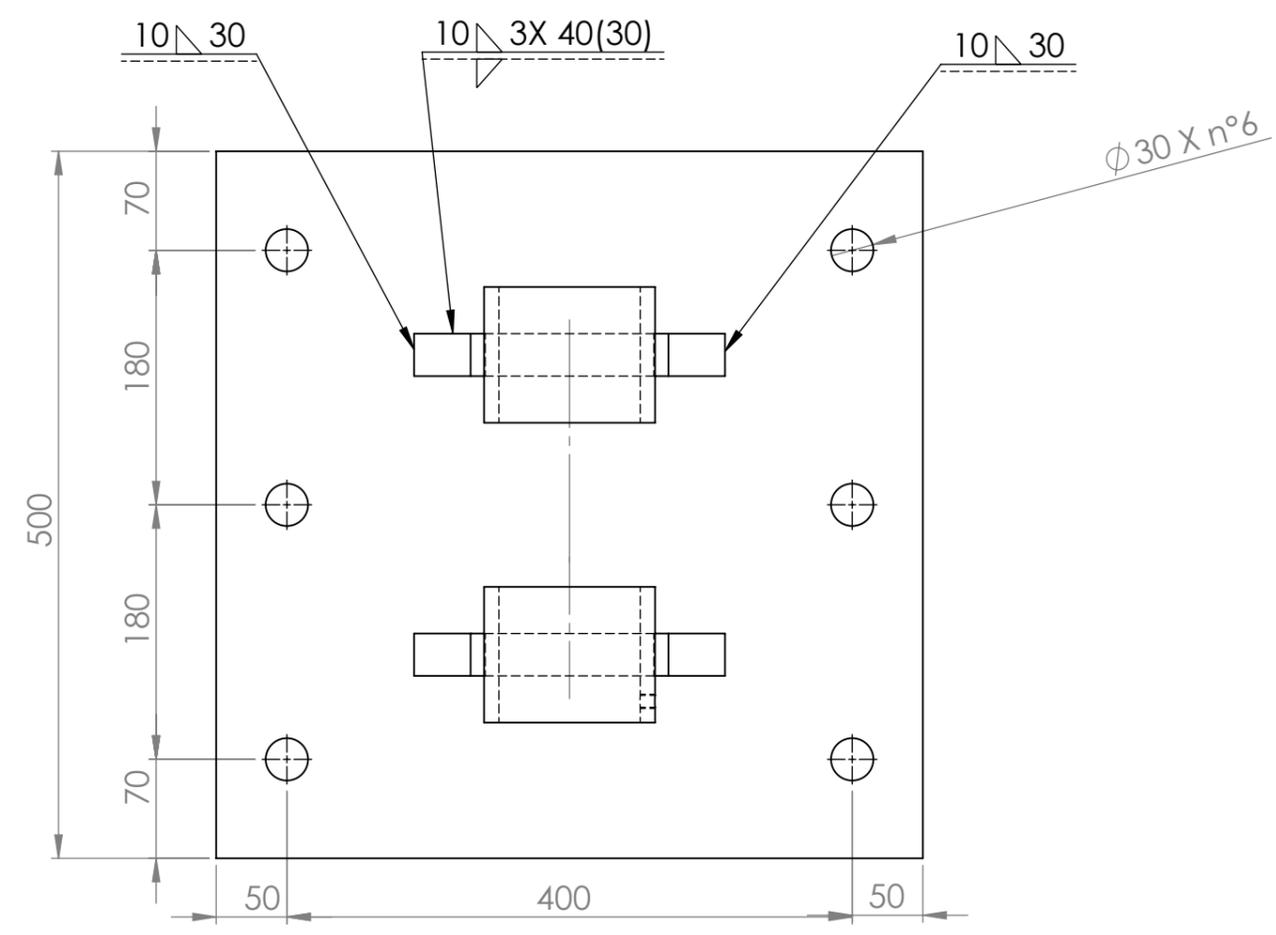
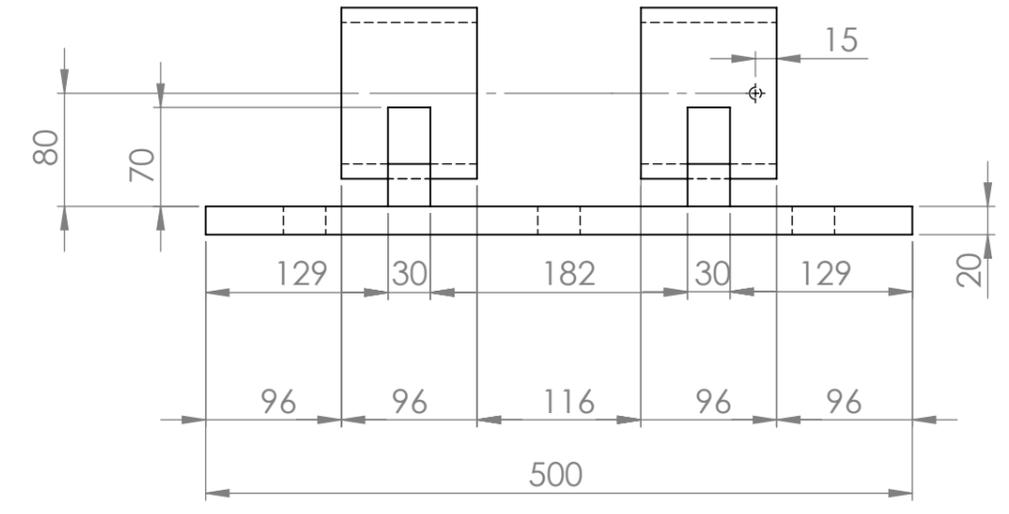
filettatura per i primi 60 mm alle due estremità

 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA	UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA	
responsabili: -Prof. Ing. Claudio Modena -Prof. Ing. Carlo Pellegrino -Ing. Flora Faleschini	TITOLO: RACCOLTA BARRE FILETTATE	
MATERIALE: ACCIAIO C-40	N. DISEGNO Disegno 1 di 1	A3
PESO: 38.7 Kg	SCALA: 1:2	



$\phi 100G11$
TORNIRE DOPO
SALDATURA. PARTIRE DA D.96

TUBO S355 LAMINATO A CALDO D.121 SP.12.5
IN ALTERNATIVA ADATTARE ALTRE DIMENSIONI
IN BASE A TUBO COMMERCIALE TROVATO.
RISPETTARE D.100 INTERNO DOPO TORNITURA SPESSORE MINIMO 10mm

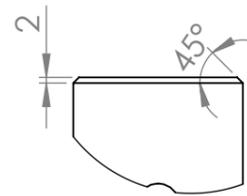
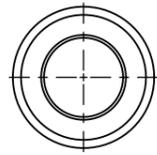


$\phi 30 \times n^{\circ}6$

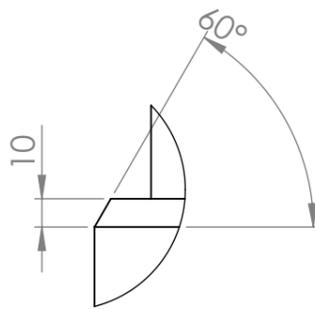
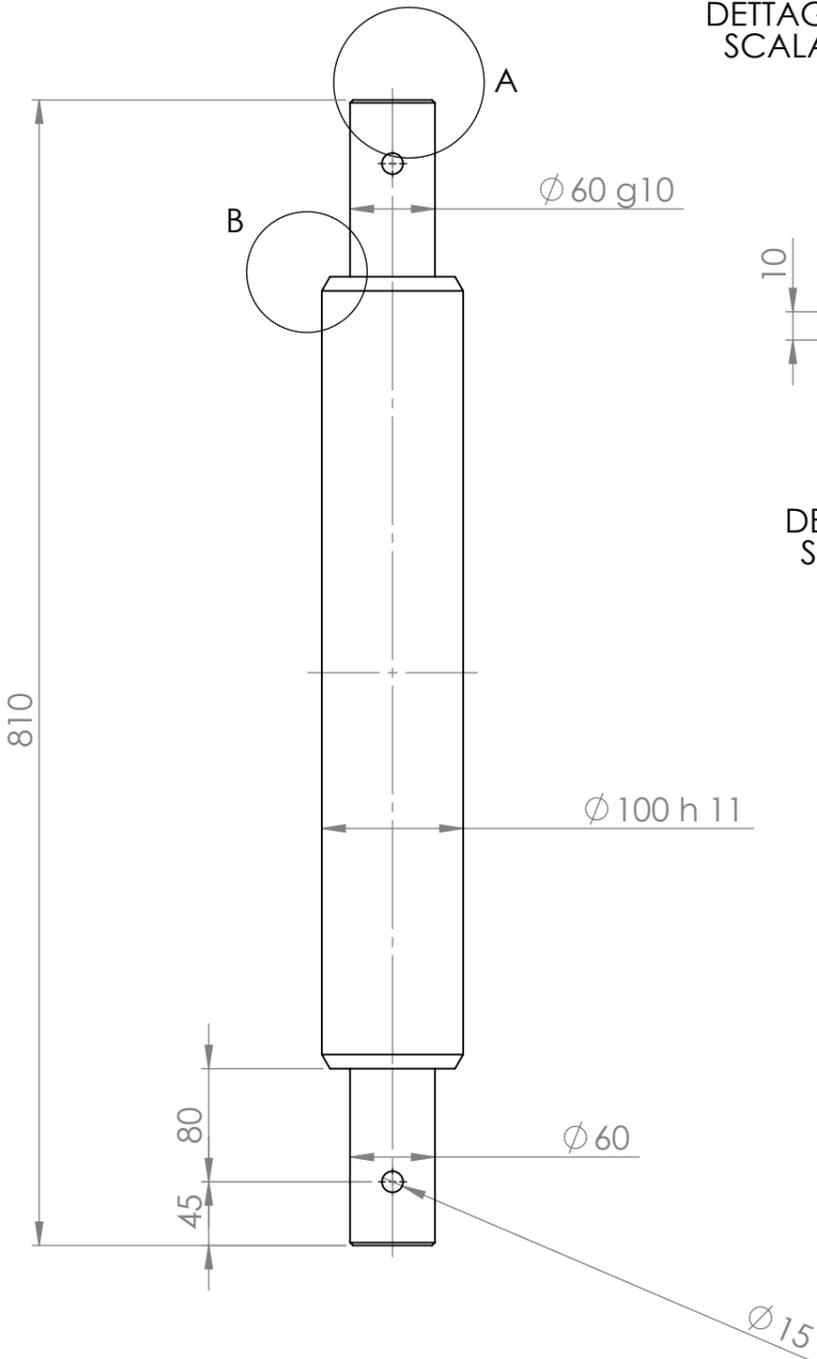
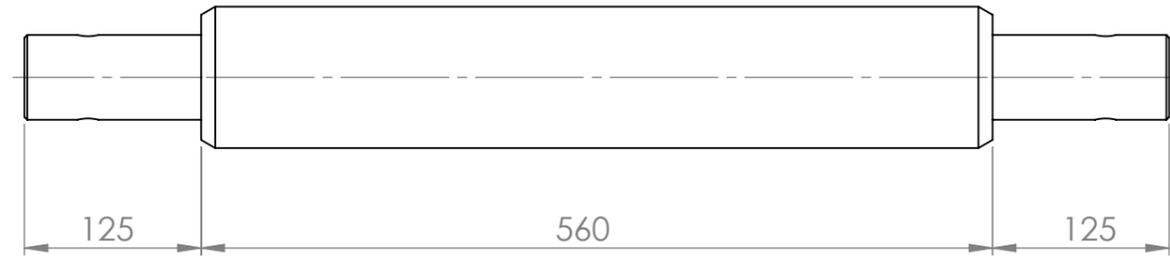
SMUSSARE SPIGOLI VIVI 1x45°
TOLLERANZA GENERICA +/- 1mm

 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA		UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA	
responsabili: -Prof. Ing. Claudio Modena -Prof. Ing. Carlo Pellegrino -Ing. Flora Faleschini		TITOLO: CERNIERA 1 (parte sotto)	
MATERIALE: ACCIAIO S 355		N. DISEGNO Disegno2 di 3	
PESO: 48.27 KG		SCALA:1:5	
		A3	

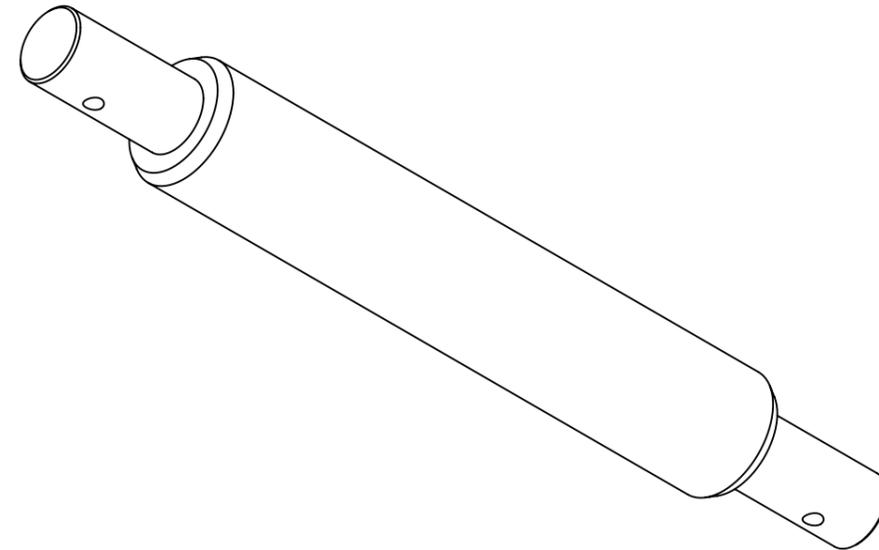
UTILIZZARE ACCIAIO C-40



DETTAGLIO A
SCALA 2 : 5

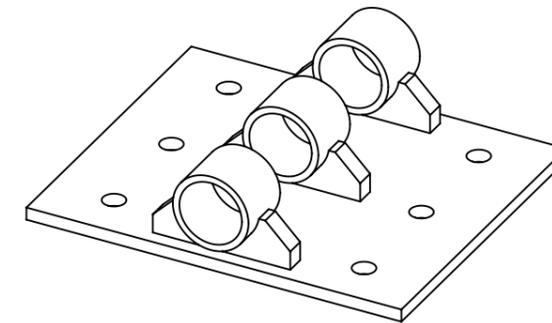
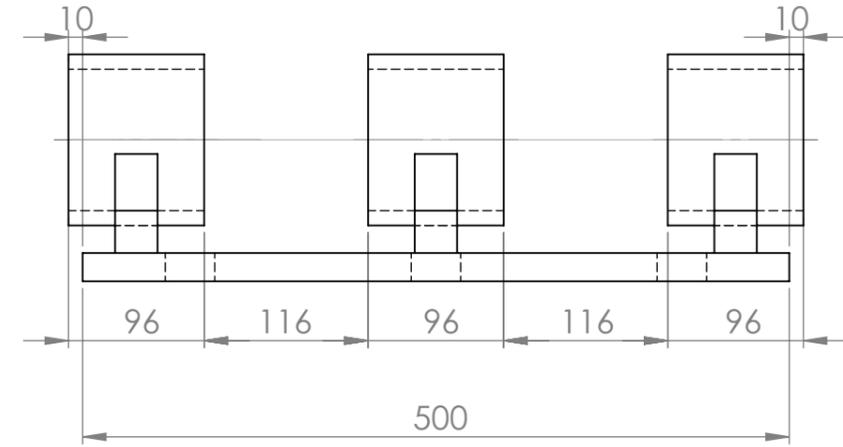
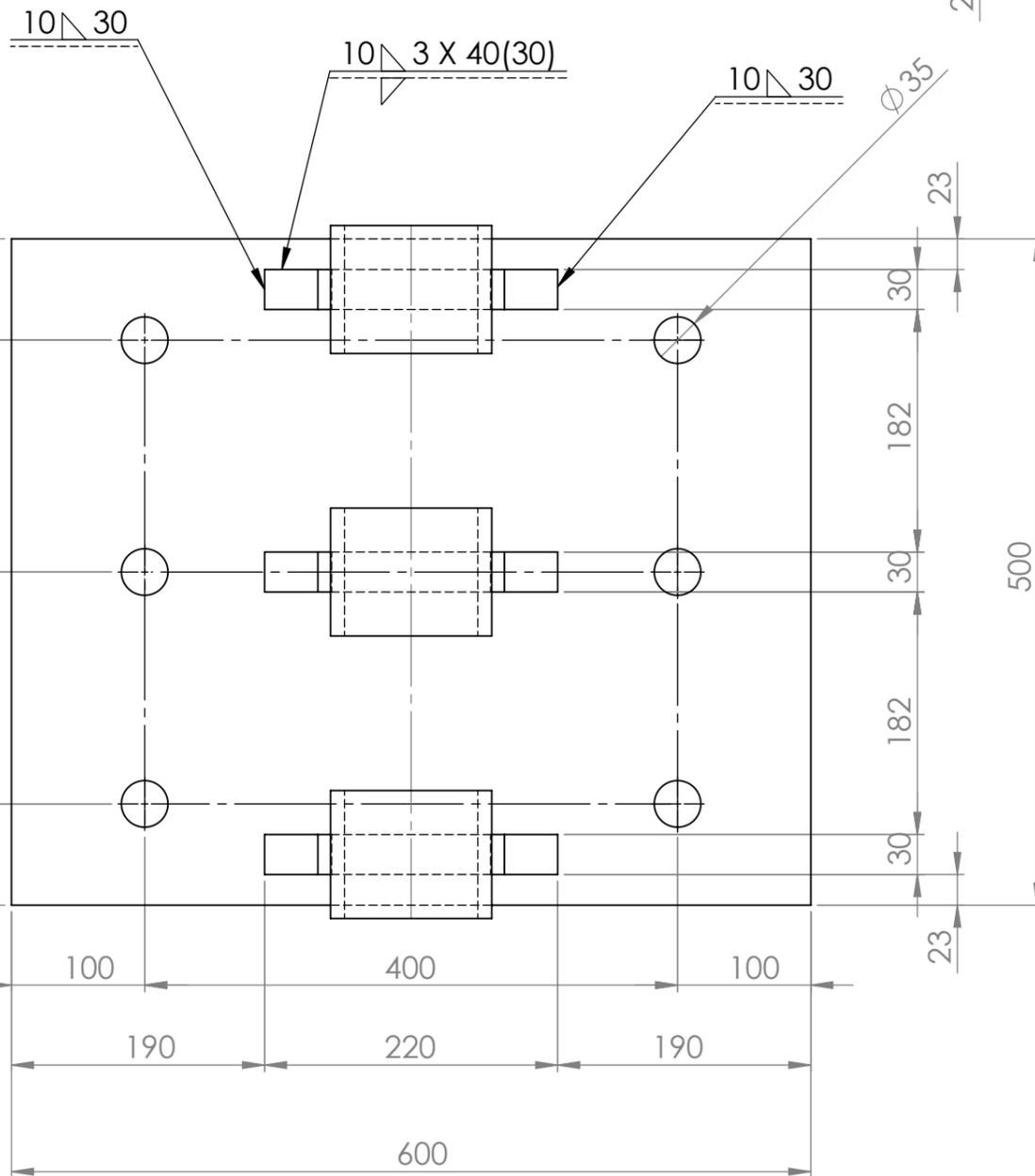
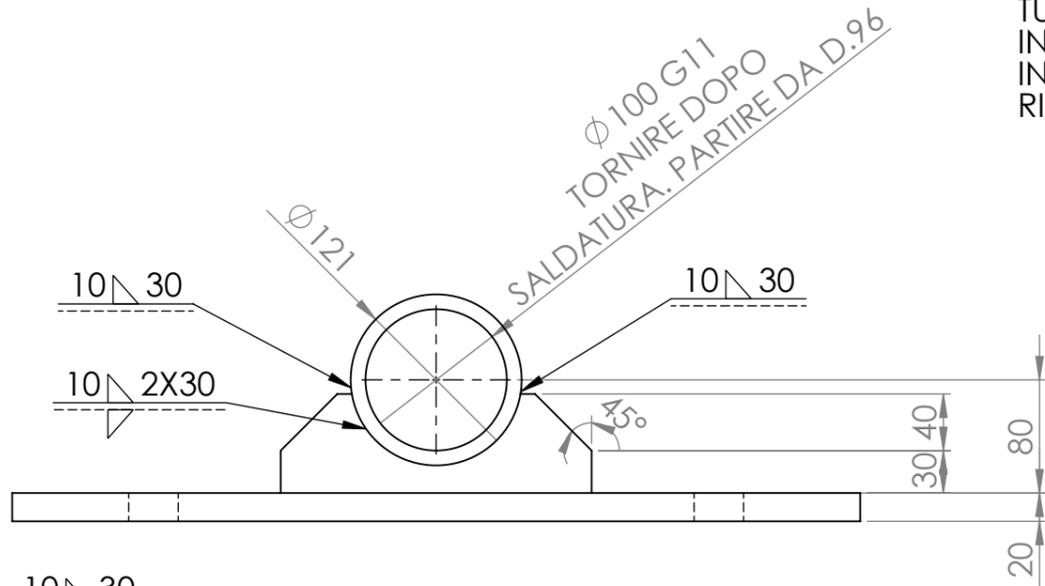


DETTAGLIO B
SCALA 2 : 5



 <p>UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA</p>	<p>UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA</p>	
<p>responsabili: -Prof. Ing. Claudio Modena -Prof. Ing. Carlo Pellegrino -Ing. Flora Faleschini</p>	<p>TITOLO: CERNIERA 1 (perno)</p>	
<p>MATERIALE: ACCIAIO C-40</p>	<p>N. DISEGNO Disegno 3 di 3</p>	<p>A3</p>
<p>PESO: 39.51Kg</p>	<p>SCALA: 1:10</p>	

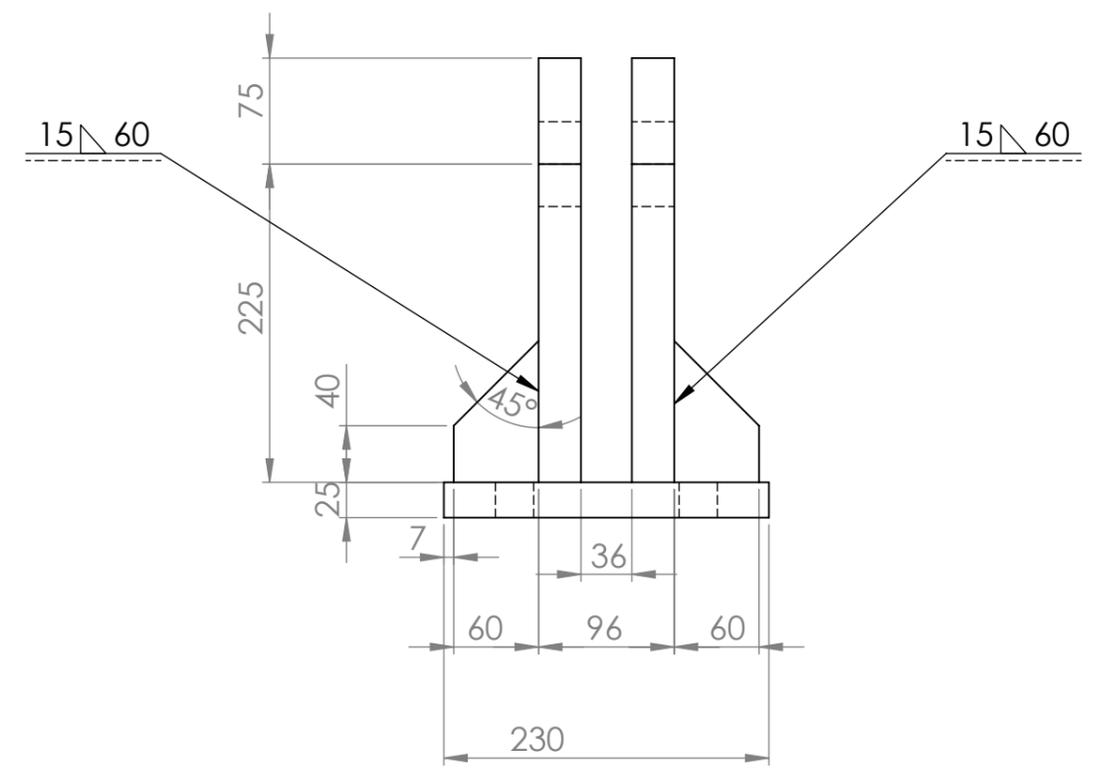
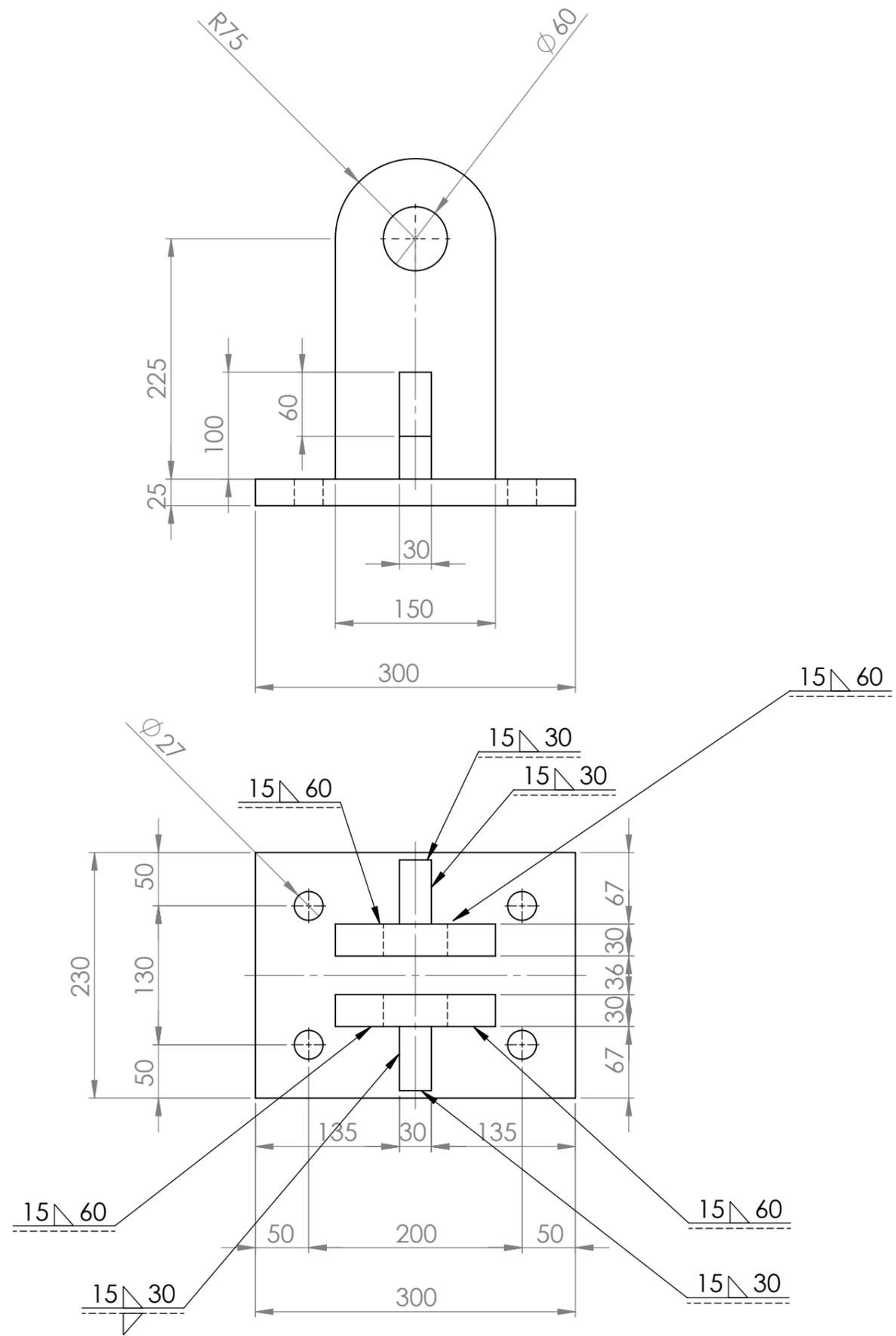
TUBO S355 LAMINATO A CALDO D.121 SP.12.5
 IN ALTERNATIVA ADATTARE ALTRE DIMENSIONI
 IN BASE A TUBO COMMERCIALE TROVATO.
 RISPETTARE D.100 INTERNO DOPO TORNITURA SPESSORE MINIMO 10mm



Smussare spigoli vivi 1X45°
 Tolleranza generica +/-1 mm

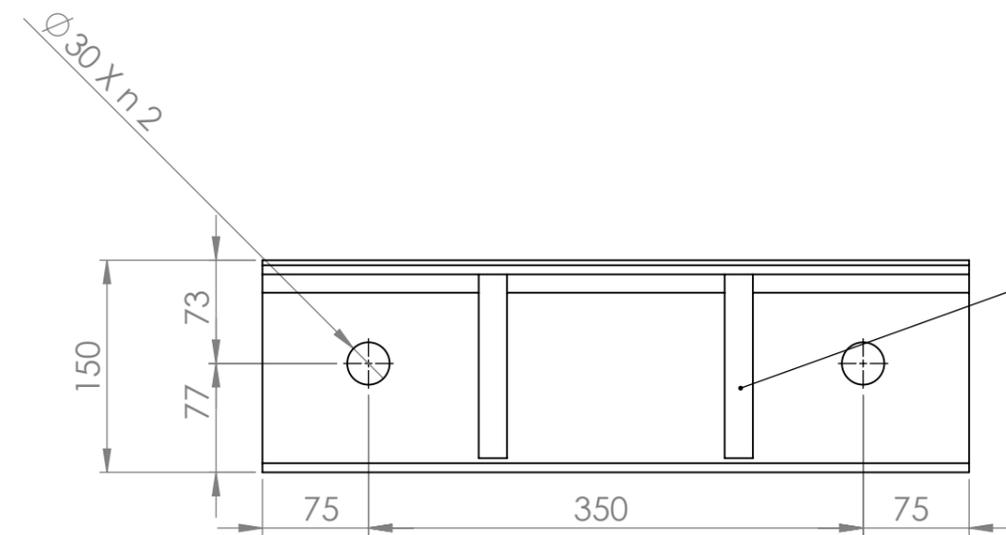
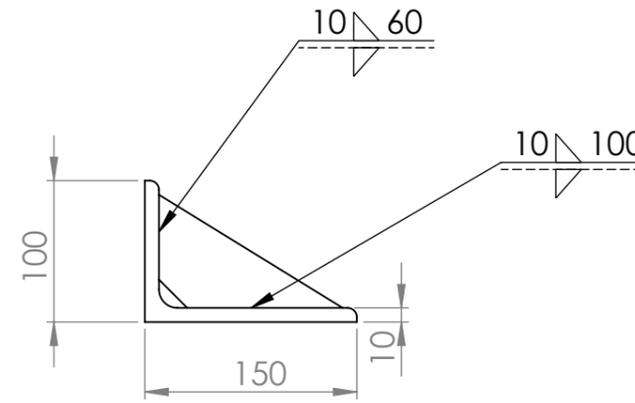
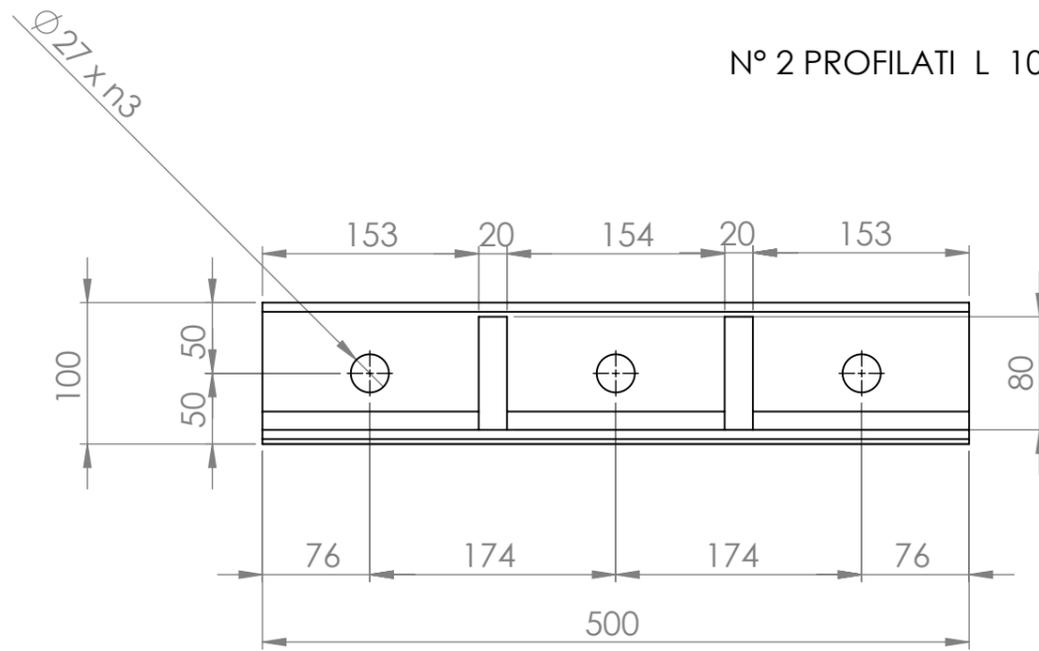
 UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA	
responsabili: -Prof. Ing. Claudio Modena -Prof. Ing. Carlo Pellegrino -Ing. Flora Faleschini	TITOLO: CERNIERA 1 (parte sopra)
MATERIALE: ACCIAIO S355	N. DISEGNO: Disegno 1 di 3
PESO: 60.58 Kg	SCALA: 1:5

A3

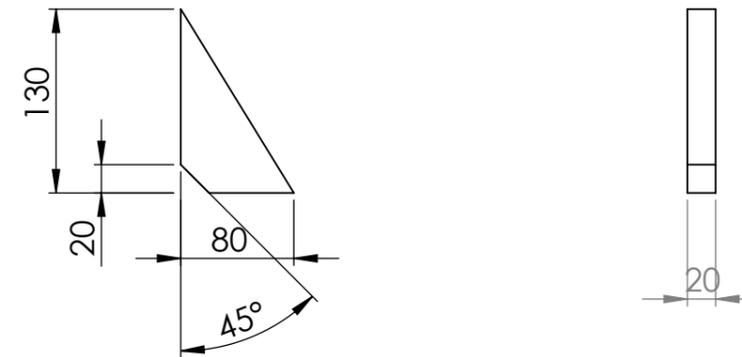


 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA	UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA	
responsabili: -Prof. Ing. Claudio Modena -Prof. Ing. Carlo Pellegrino -Ing. Flora Faleschini	TITOLO: CERNIERA 2 (lato supporto)	
MATERIALE: acciaio s355	N. DISEGNO Disegno 2 di 2	A3
PESO: 33.58Kg	SCALA: 1:5	FOGLIO 1 DI 1

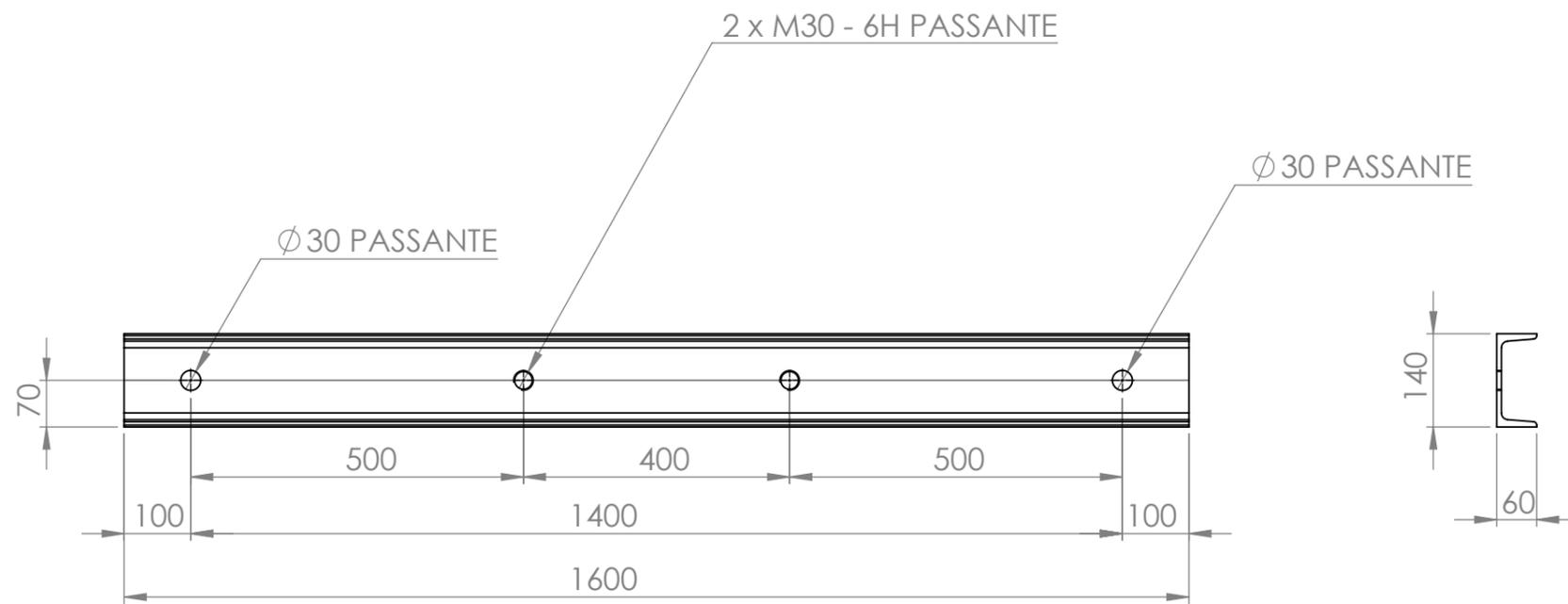
N° 2 PROFILATI L 100X150X10 CON IRRIGIDIMENTI SALDATI



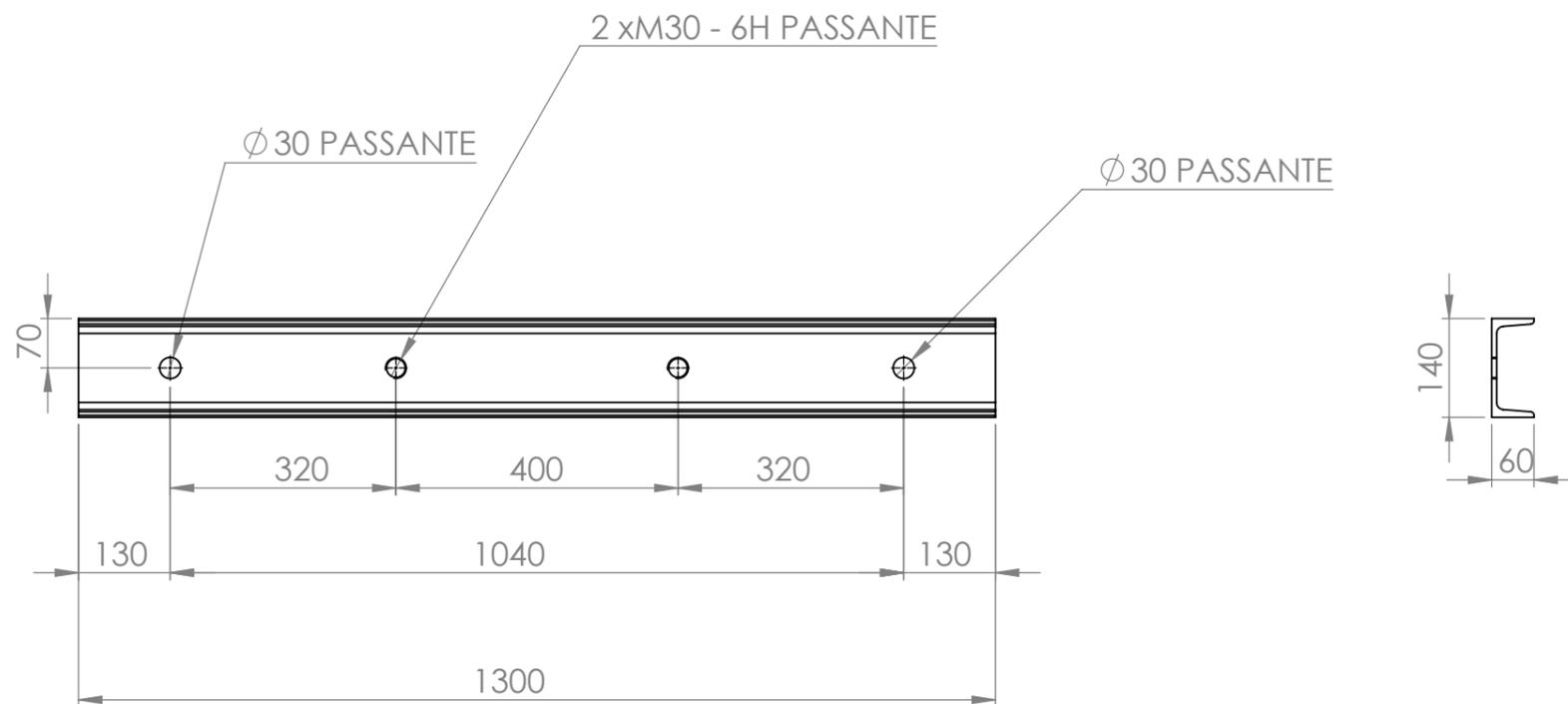
2 PARTICOLARE FAZZOLETTI DI IRRIGIDIMENTO



 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA		UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA Dipartimento ICEA	
responsabili: -Prof. Ing. Claudio Modena -Prof. Ing. Carlo Pellegrino -Ing. Flora Faleschini		TITOLO: PROFILATI L 100X150	
MATERIALE: ACCIAIO S355		N. DISEGNO Disegno 1 di 1	A3
PESO: 21.50 Kg		SCALA: 1:5	FOGLIO 1 DI 1



N°2 PZ PROFILO UPN 140 S355



N°1 PZ PROFILO UPN 140 S355



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
Dipartimento ICEA

responsabili:
-Prof. Ing. Claudio Modena
-Prof. Ing. Carlo Pellegrino
-Ing. Flora Faleschini

TITOLO:
PROFILATI UPN 140

MATERIALE:
S 355

N. DISEGNO
Disegno 1 di 1

A3

PESO: 71.26 kg

SCALA: 1:10