

# Valutazione numerica del comportamento di un edificio ad uso ospedaliero in cemento armato con sistemi dissipativi aggiunti

## Numerical evaluation of the response of a RC hospital building with additional dissipative devices

Federica Bianchi<sup>1</sup>, Roberto Nascimbene<sup>2</sup>, Emanuele Brunesi<sup>3</sup>, Davide Bellotti<sup>4</sup>, Luca Melegari<sup>5</sup> ■

### Sommario

In questo lavoro è valutata, attraverso analisi numeriche, la risposta sismica di una struttura ospedaliera situata a Modena e costituita da un complesso di edifici in calcestruzzo armato. Dopo essere stata colpita dagli eventi sismici del maggio 2012, tale struttura, prima ancora che fossero emanate le ordinanze relative alla zona del cratere, è stata rinforzata mediante diagonali controventanti in acciaio che hanno garantito un livello di sicurezza pari a circa il 53% dei requisiti previsti per un edificio di nuova costruzione. Per raggiungere il 60% di sicurezza senza alterare pesantemente l'attuale configurazione, si è pensato di utilizzare dissipatori passivi aggiuntivi, concentrando l'attenzione sul corpo H dell'ospedale, studiando i benefici apportati sulla risposta sismica globale da pannelli dissipativi di due distinte tipologie. Il lavoro si è poi evoluto in una seconda fase in cui è stata studiata la risposta del corpo C mediante un'ulteriore tipologia di sistemi dissipativi, tecnicamente in grado di attivare la dissipazione di energia per bassi valori di spostamento.

**Parole chiave:** Edificio in calcestruzzo armato, valutazione numerica, risposta sismica, sistemi dissipativi.

### Abstract

*This paper is focused on the evaluation, through numerical analyses, of the seismic response of RC hospital buildings located in the city of Modena. The hospital complex was stricken by the seismic events of May 2012 and quickly it was strengthened through a system of steel diagonal braces. Since the intervention satisfied the 53% of the requirements prescribed for a new building and a successive Legislative Decree (D.L. 6 giugno 2012 n.74) prescribed a safety level equal to 60%, it was necessary to improve the seismic response of the structures. For this reason the effect of additional passive dissipative devices, which correspond to a non-invasive intervention, was studied. In this article the response of the block "H" of the hospital complex was firstly evaluated, then the block "C" with a new typology of dissipative devices, which activate at lower displacements, was studied.*

**Keywords:** Reinforced concrete building, numerical evaluation, seismic response, dissipative devices.

### 1. Introduzione

Nel presente lavoro di ricerca è stata valutata la risposta sismica, attraverso analisi numeriche avanzate, di un edificio esistente in cemento armato ad uso ospedaliero (il Policlinico di Modena), in passato già sottoposto ad interventi di miglioramento sismico, per il quale è stato previsto l'inserimento di sistemi dissipativi aggiuntivi. Nella prima fase del lavoro sono analizzati gli effetti di due sistemi dissipativi di tipo tradizionale, alternativi fra loro, applicati ad uno dei due gruppi strutturali in cui è suddiviso il complesso ospedaliero (corpo H); nella seconda si è, invece, valutato il potenziale inserimento di un sistema innovativo (MELDAMP®) nel corpo C. La

principale differenza tra i sistemi tradizionali e quello innovativo risiede nell'entità dello spostamento richiesto per la loro attivazione.

La valutazione è stata fatta sia attraverso modellazioni globali ad elementi finiti tridimensionali, sia svolgendo analisi statiche non lineari (pushover) nelle due direzioni principali. Per eseguire le analisi è stato necessario creare due modelli tridimensionali ad elementi finiti, uno per ciascuno dei padiglioni dell'edificio esaminato, Corpo H e Corpo C (Figura 1), all'interno dei quali si è previsto di inserire i sistemi dissipativi scelti.

In particolare, i due sistemi dissipativi valutati nel corso della prima fase sono:

- Tipo A: pannelli metallici che basano il loro

<sup>1</sup> Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia - ✉ federica.bianchi@eucentre.it

<sup>2</sup> Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia - ✉ roberto.nascimbene@eucentre.it

<sup>3</sup> Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia - ✉ emanuele.brunesi@eucentre.it

<sup>4</sup> Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia - ✉ davide.bellotti@eucentre.it

<sup>5</sup> Studio Melegari, Stradello Boito, 1 - 43121 Parma - ✉ studio@studiomelegari.it

funzionamento sullo snervamento a taglio, attivati per mezzo degli spostamenti relativi interpiano della struttura soggetta ad evento sismico.

- Tipo B: dispositivi di dissipazione passiva per mezzo di sistemi di tamponamento con apposite connessioni a taglio tra le partizioni del tamponamento atte a permettere lo scorrimento relativo durante gli eventi sismici.

Nel modello relativo al Corpo H è stato tenuto conto della non linearità geometrica, della inelasticità dei materiali e delle condizioni di carico definite con la committenza. Successivamente sono state svolte analisi allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di collasso degli elementi primari (SLU). Le analisi hanno permesso di verificare la resistenza di rotazione della corda e la resistenza a taglio. Infine è stato effettuato un calcolo dello smorzamento nei due diversi casi, così da confrontarne i risultati.

Nel corso della seconda fase, focalizzata sul Corpo C, è stato valutato un sistema dissipativo che si attiva per bassi spostamenti, ripetendo sostanzialmente lo stesso approccio seguito per la fase precedente.

## 2. Descrizione della struttura

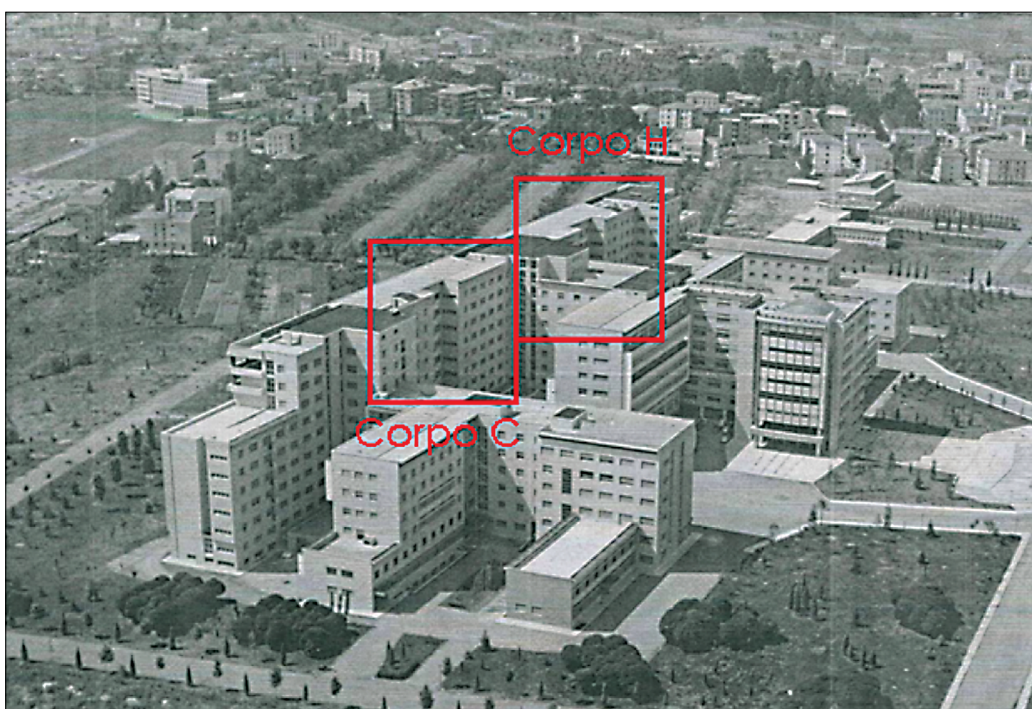
### 2.1 Geometria

Le strutture prese in esame fanno parte del complesso ospedaliero del Policlinico di Modena. Iniziate negli anni '30, ma completate fra gli anni '50 e '60 (inizio 1951 - fine 1963), esse sono

strutture in c.a. aventi geometria irregolare in pianta e in altezza (Figure da 2 a 9). In particolare i due già citati padiglioni, identificabili in Figura 1 come Corpo C (a sinistra) e Corpo H (a destra), si sviluppano su 11 piani a copertura piana (Figura 2). Le dimensioni in pianta dei primi 3 piani (-2,-1 e 0), costituiti da 6 campate, sono di 54.9 x 29.2 m, mentre i restanti 8 piani hanno dimensioni in pianta di 54.9 x 18.5 m e sono realizzati su 3 campate. La distanza tra l'estradosso del primo solaio e quella del secondo è di 2.95 m, quella del piano rialzato è di 3.90 m e quella dei piani superiori è di 3.65 m. I solai della struttura sono in latero cemento con spessore che varia tra i 24 e i 27 cm; le travi sono in c.a. ordinario, di dimensioni 52 x 40 cm circa (Figura da 8 a 12); i pilastri partono al piano infernotto con sezioni di 35 x 25 cm, 80 x 35 cm, 40 x 90 cm, 35 x 80 cm, 40 x 50 cm, 40 x 25 cm, per arrivare all'ottavo piano con sezioni di 40 x 30 cm (Figure 13 e 14). In origine la struttura dell'edificio era costituita da telai orditi nella sola direzione longitudinale e non in quella trasversale. Successivamente, nel 2013, la vulnerabilità sismica dell'edificio è stata valutata mediante un'analisi numerica (Studio Melegari) che ha evidenziato come fossero necessari interventi di miglioramento, riassumibili nelle seguenti fasi:

1. Inserimento di sistemi di controventamento all'interno delle specchiature dei telai esistenti in entrambe le direzioni ortogonali X e Y (Figure 15 e 16). In particolare lungo X sono stati previsti controventi concentrici,

Figura 1  
Policlinico di Modena, Corpo C a sinistra, Corpo H a destra.



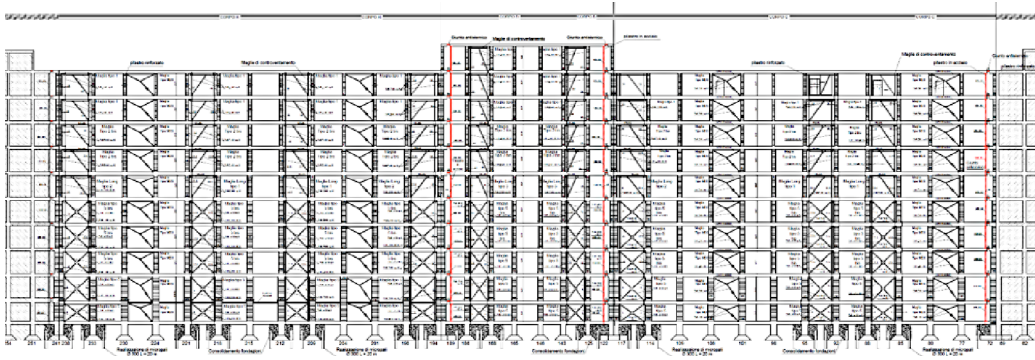


Figura 2  
Policlino di Modena,  
Sezione generale.

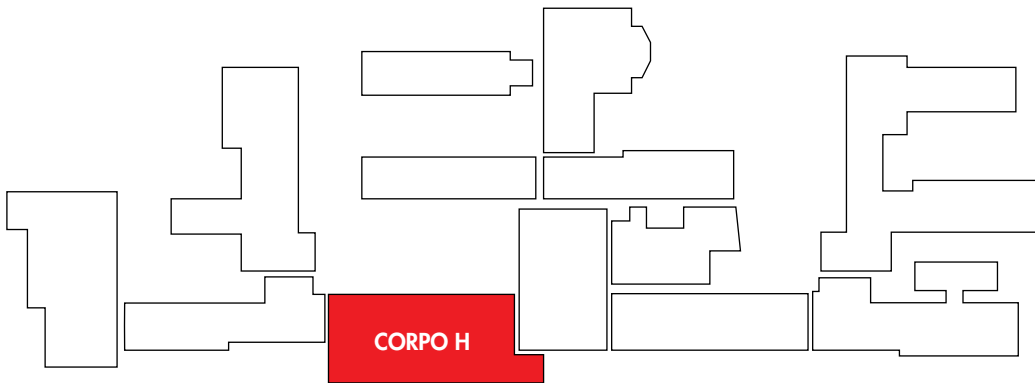


Figura 3  
Policlino di Modena, Corpo  
C a sinistra, Corpo H a  
destra.

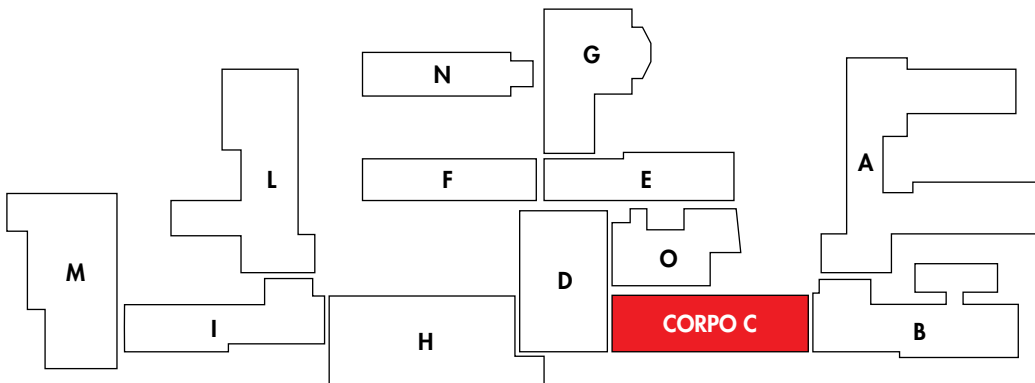


Figura 4  
Inquadramento planimetrico  
dell'edificio del Corpo C  
analizzato rispetto all'intero  
complesso ospedaliero.

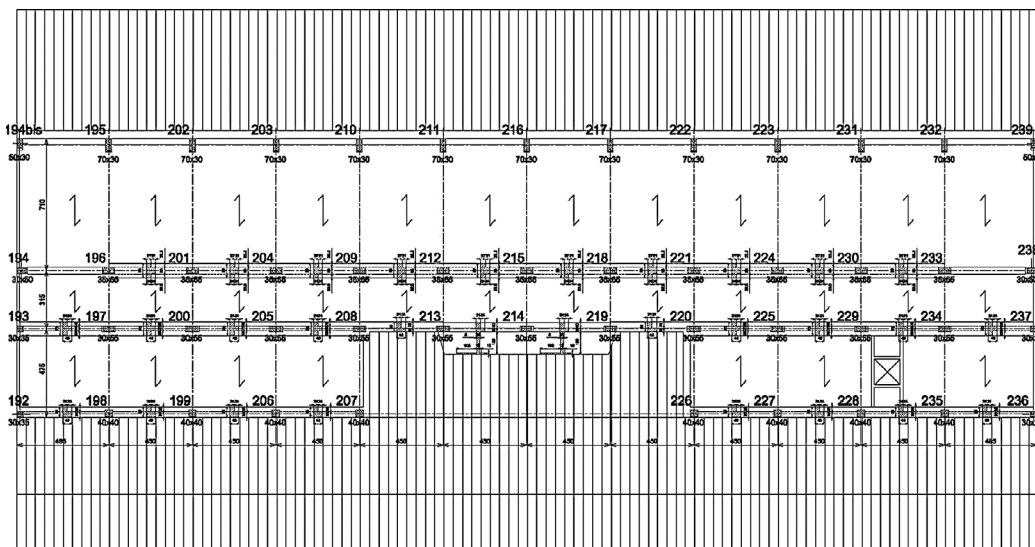


Figura 5  
Corpo H (progetto originale)  
- Planimetria piano tipo.

Figura 6  
Corpo C (progetto originale)  
- Planimetria piano tipo.

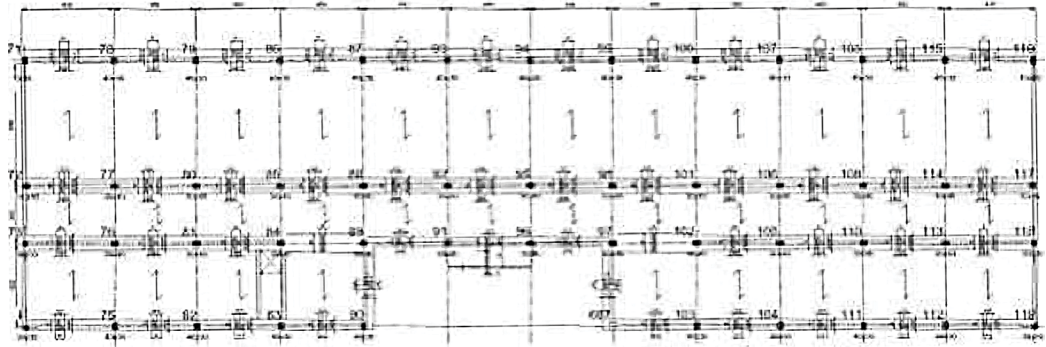


Figura 7  
Corpo H (progetto interventi  
miglioramento sismico)  
- Planimetria piano tipo  
con individuazione degli  
interventi (controventi e  
pilastri rinforzati).

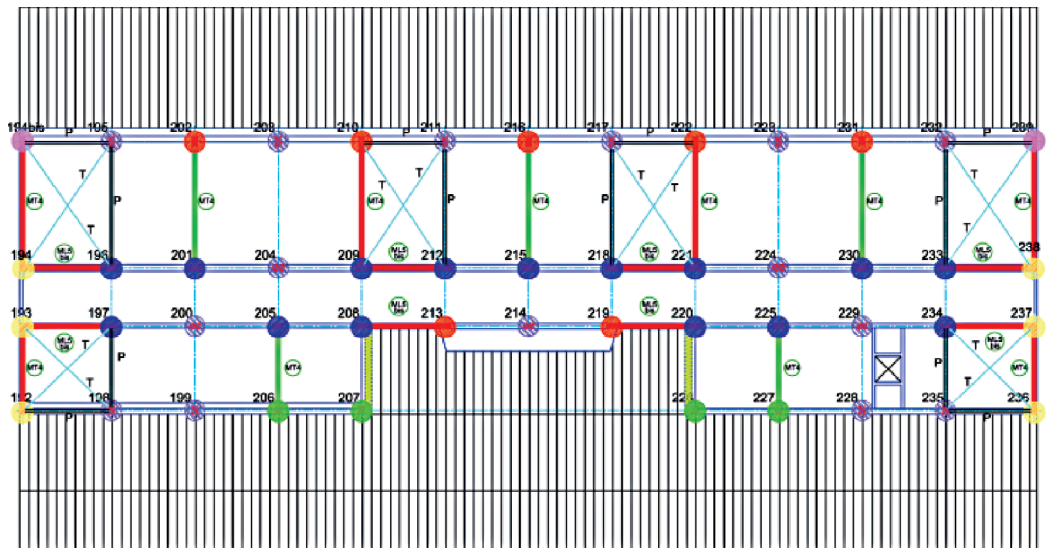
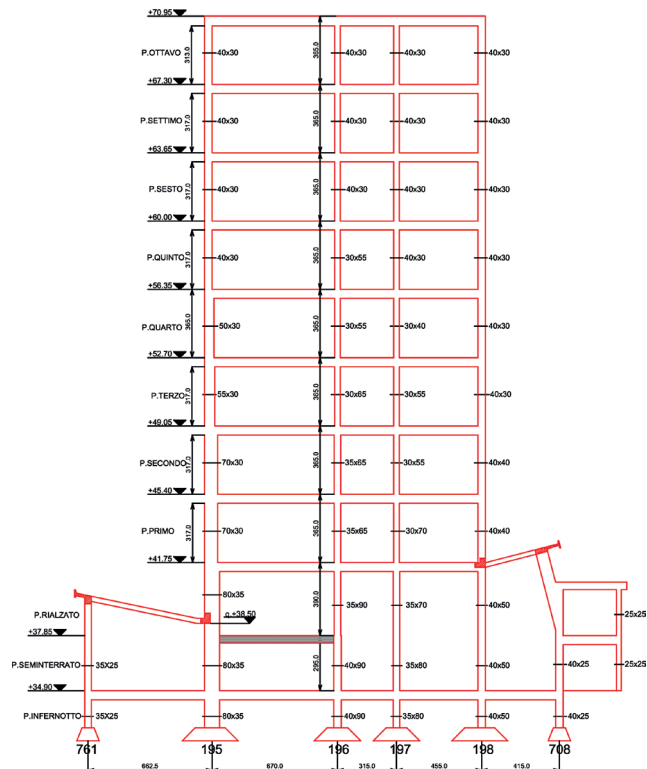


Figura 8  
Sezione verticale (sezione  
A-A) da rilievo geometrico  
del progetto esecutivo.





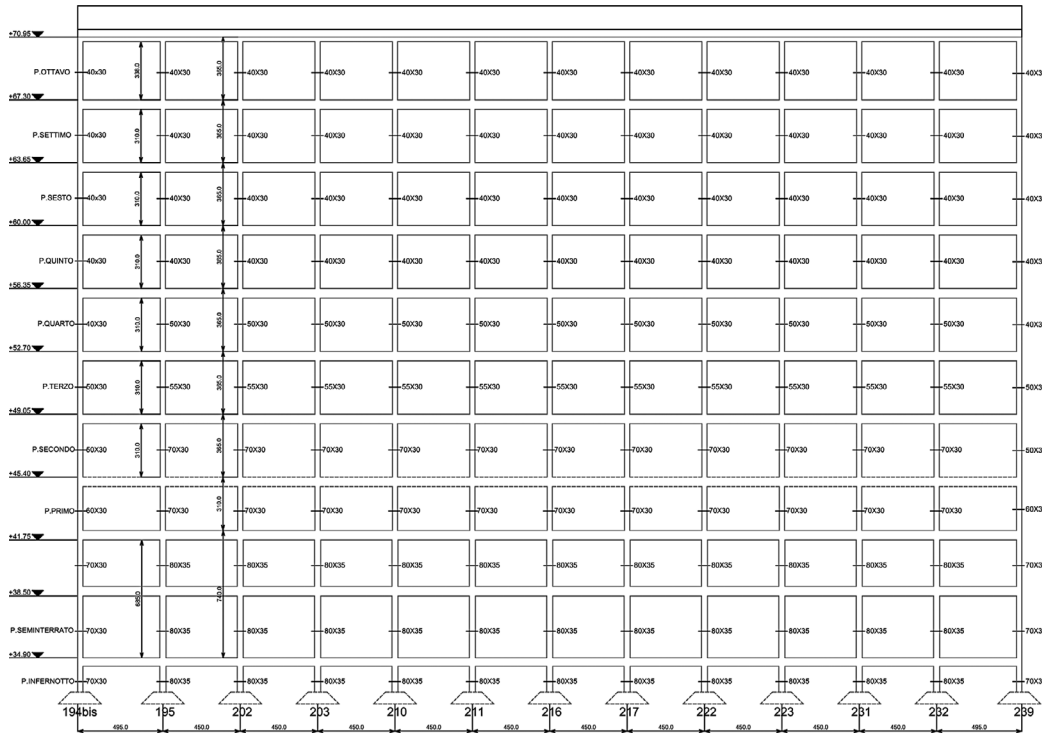


Figura 9  
Sezione Strutturali Telai  
Longitudinali Tipo.

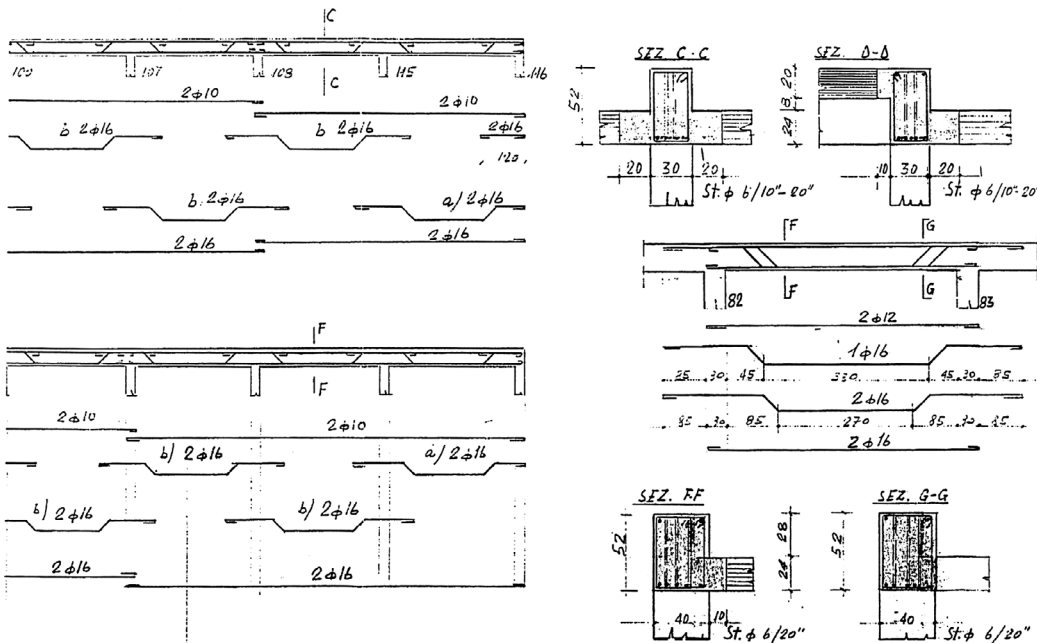


Figura 10  
Progetto originale: stralcio di  
tavola delle travi con dettagli  
d'armatura.

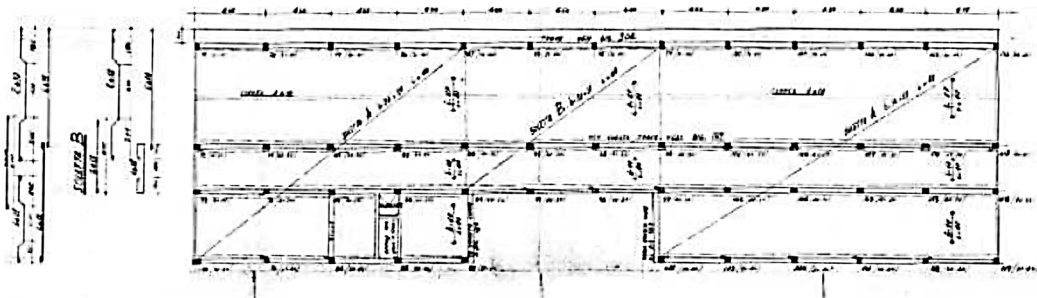


Figura 11  
Esempio di solaio presente  
nel corpo C.

Figura 12  
Esempio stratigrafia di solaio  
presente nel corpo C.

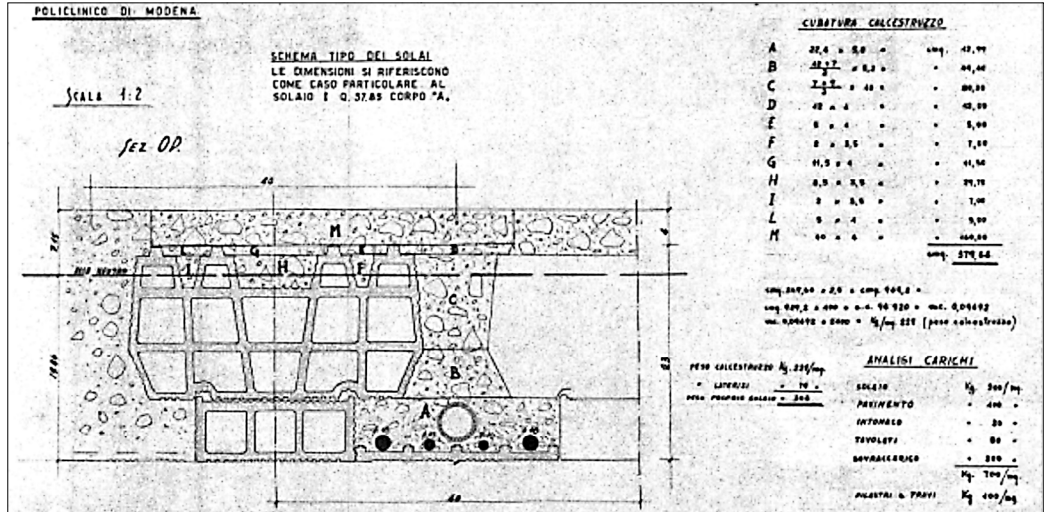


Figura 13  
Stralcio della tavola di  
progetto originale TAV 59  
CA.

	II - 21 - 22 - 23 - 24 - 25 - 26 - 27 - 28 - 29 - 30 - 31 - 32 - 33 - 34 - 35 - 36 - 37 - 38 - 39 - 40 - 41 - 42 - 43 - 44 - 45 - 46 - 47 - 48 - 49 - 50 - 51 - 52 - 53 - 54 - 55 - 56 - 57 - 58 - 59 - 60 - 61 - 62 - 63 - 64 - 65 - 66 - 67 - 68 - 69 - 70 - 71 - 72 - 73 - 74 - 75 - 76 - 77 - 78 - 79 - 80 - 81 - 82 - 83 - 84 - 85 - 86 - 87 - 88 - 89 - 90 - 91 - 92 - 93 - 94 - 95 - 96 - 97 - 98 - 99 - 100 - 101 - 102 - 103 - 104 - 105 - 106 - 107 - 108 - 109 - 110 - 111 - 112 - 113 - 114 - 115 - 116 - 117 - 118 - 119 - 120 - 121 - 122 - 123 - 124 - 125 - 126 - 127 - 128 - 129 - 130 - 131 - 132 - 133 - 134 - 135 - 136 - 137 - 138 - 139 - 140 - 141 - 142 - 143 - 144 - 145 - 146 - 147 - 148 - 149 - 150 - 151 - 152 - 153 - 154 - 155 - 156 - 157 - 158 - 159 - 160 - 161 - 162 - 163 - 164 - 165 - 166 - 167 - 168 - 169 - 170 - 171 - 172 - 173 - 174 - 175 - 176 - 177 - 178 - 179 - 180 - 181 - 182 - 183 - 184 - 185 - 186 - 187 - 188 - 189 - 190 - 191 - 192 - 193 - 194 - 195 - 196 - 197 - 198 - 199 - 200 - 201 - 202 - 203 - 204 - 205 - 206 - 207 - 208 - 209 - 210 - 211 - 212 - 213 - 214 - 215 - 216 - 217 - 218 - 219 - 220 - 221 - 222 - 223 - 224 - 225 - 226 - 227 - 228 - 229 - 230 - 231 - 232 - 233 - 234 - 235 - 236 - 237 - 238 - 239 - 240 - 241 - 242 - 243 - 244 - 245 - 246 - 247 - 248 - 249 - 250 - 251 - 252 - 253 - 254 - 255 - 256 - 257 - 258 - 259 - 260 - 261 - 262 - 263 - 264 - 265 - 266 - 267 - 268 - 269 - 270 - 271 - 272 - 273 - 274 - 275 - 276 - 277 - 278 - 279 - 280 - 281 - 282 - 283 - 284 - 285 - 286 - 287 - 288 - 289 - 290 - 291 - 292 - 293 - 294 - 295 - 296 - 297 - 298 - 299 - 300 - 301 - 302 - 303 - 304 - 305 - 306 - 307 - 308 - 309 - 310 - 311 - 312 - 313 - 314 - 315 - 316 - 317 - 318 - 319 - 320 - 321 - 322 - 323 - 324 - 325 - 326 - 327 - 328 - 329 - 330 - 331 - 332 - 333 - 334 - 335 - 336 - 337 - 338 - 339 - 340 - 341 - 342 - 343 - 344 - 345 - 346 - 347 - 348 - 349 - 350 - 351 - 352 - 353 - 354 - 355 - 356 - 357 - 358 - 359 - 360 - 361 - 362 - 363 - 364 - 365 - 366 - 367 - 368 - 369 - 370 - 371 - 372 - 373 - 374 - 375 - 376 - 377 - 378 - 379 - 380 - 381 - 382 - 383 - 384 - 385 - 386 - 387 - 388 - 389 - 390 - 391 - 392 - 393 - 394 - 395 - 396 - 397 - 398 - 399 - 400 - 401 - 402 - 403 - 404 - 405 - 406 - 407 - 408 - 409 - 410 - 411 - 412 - 413 - 414 - 415 - 416 - 417 - 418 - 419 - 420 - 421 - 422 - 423 - 424 - 425 - 426 - 427 - 428 - 429 - 430 - 431 - 432 - 433 - 434 - 435 - 436 - 437 - 438 - 439 - 440 - 441 - 442 - 443 - 444 - 445 - 446 - 447 - 448 - 449 - 450 - 451 - 452 - 453 - 454 - 455 - 456 - 457 - 458 - 459 - 460 - 461 - 462 - 463 - 464 - 465 - 466 - 467 - 468 - 469 - 470 - 471 - 472 - 473 - 474 - 475 - 476 - 477 - 478 - 479 - 480 - 481 - 482 - 483 - 484 - 485 - 486 - 487 - 488 - 489 - 490 - 491 - 492 - 493 - 494 - 495 - 496 - 497 - 498 - 499 - 500 - 501 - 502 - 503 - 504 - 505 - 506 - 507 - 508 - 509 - 510 - 511 - 512 - 513 - 514 - 515 - 516 - 517 - 518 - 519 - 520 - 521 - 522 - 523 - 524 - 525 - 526 - 527 - 528 - 529 - 530 - 531 - 532 - 533 - 534 - 535 - 536 - 537 - 538 - 539 - 540 - 541 - 542 - 543 - 544 - 545 - 546 - 547 - 548 - 549 - 550 - 551 - 552 - 553 - 554 - 555 - 556 - 557 - 558 - 559 - 560 - 561 - 562 - 563 - 564 - 565 - 566 - 567 - 568 - 569 - 570 - 571 - 572 - 573 - 574 - 575 - 576 - 577 - 578 - 579 - 580 - 581 - 582 - 583 - 584 - 585 - 586 - 587 - 588 - 589 - 590 - 591 - 592 - 593 - 594 - 595 - 596 - 597 - 598 - 599 - 600 - 601 - 602 - 603 - 604 - 605 - 606 - 607 - 608 - 609 - 610 - 611 - 612 - 613 - 614 - 615 - 616 - 617 - 618 - 619 - 620 - 621 - 622 - 623 - 624 - 625 - 626 - 627 - 628 - 629 - 630 - 631 - 632 - 633 - 634 - 635 - 636 - 637 - 638 - 639 - 640 - 641 - 642 - 643 - 644 - 645 - 646 - 647 - 648 - 649 - 650 - 651 - 652 - 653 - 654 - 655 - 656 - 657 - 658 - 659 - 660 - 661 - 662 - 663 - 664 - 665 - 666 - 667 - 668 - 669 - 670 - 671 - 672 - 673 - 674 - 675 - 676 - 677 - 678 - 679 - 680 - 681 - 682 - 683 - 684 - 685 - 686 - 687 - 688 - 689 - 690 - 691 - 692 - 693 - 694 - 695 - 696 - 697 - 698 - 699 - 700 - 701 - 702 - 703 - 704 - 705 - 706 - 707 - 708 - 709 - 710 - 711 - 712 - 713 - 714 - 715 - 716 - 717 - 718 - 719 - 720 - 721 - 722 - 723 - 724 - 725 - 726 - 727 - 728 - 729 - 730 - 731 - 732 - 733 - 734 - 735 - 736 - 737 - 738 - 739 - 740 - 741 - 742 - 743 - 744 - 745 - 746 - 747 - 748 - 749 - 750 - 751 - 752 - 753 - 754 - 755 - 756 - 757 - 758 - 759 - 760 - 761 - 762 - 763 - 764 - 765 - 766 - 767 - 768 - 769 - 770 - 771 - 772 - 773 - 774 - 775 - 776 - 777 - 778 - 779 - 780 - 781 - 782 - 783 - 784 - 785 - 786 - 787 - 788 - 789 - 790 - 791 - 792 - 793 - 794 - 795 - 796 - 797 - 798 - 799 - 800 - 801 - 802 - 803 - 804 - 805 - 806 - 807 - 808 - 809 - 810 - 811 - 812 - 813 - 814 - 815 - 816 - 817 - 818 - 819 - 820 - 821 - 822 - 823 - 824 - 825 - 826 - 827 - 828 - 829 - 830 - 831 - 832 - 833 - 834 - 835 - 836 - 837 - 838 - 839 - 840 - 841 - 842 - 843 - 844 - 845 - 846 - 847 - 848 - 849 - 850 - 851 - 852 - 853 - 854 - 855 - 856 - 857 - 858 - 859 - 860 - 861 - 862 - 863 - 864 - 865 - 866 - 867 - 868 - 869 - 870 - 871 - 872 - 873 - 874 - 875 - 876 - 877 - 878 - 879 - 880 - 881 - 882 - 883 - 884 - 885 - 886 - 887 - 888 - 889 - 890 - 891 - 892 - 893 - 894 - 895 - 896 - 897 - 898 - 899 - 900 - 901 - 902 - 903 - 904 - 905 - 906 - 907 - 908 - 909 - 910 - 911 - 912 - 913 - 914 - 915 - 916 - 917 - 918 - 919 - 920 - 921 - 922 - 923 - 924 - 925 - 926 - 927 - 928 - 929 - 930 - 931 - 932 - 933 - 934 - 935 - 936 - 937 - 938 - 939 - 940 - 941 - 942 - 943 - 944 - 945 - 946 - 947 - 948 - 949 - 950 - 951 - 952 - 953 - 954 - 955 - 956 - 957 - 958 - 959 - 960 - 961 - 962 - 963 - 964 - 965 - 966 - 967 - 968 - 969 - 970 - 971 - 972 - 973 - 974 - 975 - 976 - 977 - 978 - 979 - 980 - 981 - 982 - 983 - 984 - 985 - 986 - 987 - 988 - 989 - 990 - 991 - 992 - 993 - 994 - 995 - 996 - 997 - 998 - 999 - 1000	II	III	IV	V	VI	VII
dal piano al semint.	Kg 200.000 c. = 41,87	Kg 250.000 c. = 49,38	Kg 150.000 c. = 30,96	Kg 200.000 c. = 41,87	Kg 250.000 c. = 49,38	Kg 200.000 c. = 41,87	
dal semint. al p. rialz.	Kg 200.000 c. = 41,87	Kg 250.000 c. = 49,38	Kg 150.000 c. = 30,96	Kg 200.000 c. = 41,87	Kg 250.000 c. = 49,38	Kg 200.000 c. = 41,87	
dal p. rialz. al 1° p.	Kg 200.000 c. = 41,87	Kg 250.000 c. = 49,38	Kg 150.000 c. = 30,96	Kg 200.000 c. = 41,87	Kg 250.000 c. = 49,38	Kg 200.000 c. = 41,87	
dal 1° p. al 2° p.	Kg 200.000 c. = 41,87	Kg 250.000 c. = 49,38	Kg 150.000 c. = 30,96	Kg 200.000 c. = 41,87	Kg 250.000 c. = 49,38	Kg 200.000 c. = 41,87	

Figura 14  
Progetto originale: stralcio di  
tavola dei pilastri.

NUMERO DISTINTIVO DEI PILASTRI	604-607-612-615-611-614-617-616-624-627-635-625-628-636-644-647-650-655-657-654-659-665	645-648	655-659-660-664	608-609-610-615-626-646-649-652-656	618-661	665-759-684-760-870	629
DAL PUNTO AL P. RIALZATO	80/14 170/14 170/14	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16
DAL P. RIALZATO AL 1° PIANO	80/14 170/14	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16
AL 1° PIANO AL 2° PIANO	80/14 170/14	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16
DAL 2° PIANO AL 3° PIANO	80/14 170/14	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16	80/16 170/16

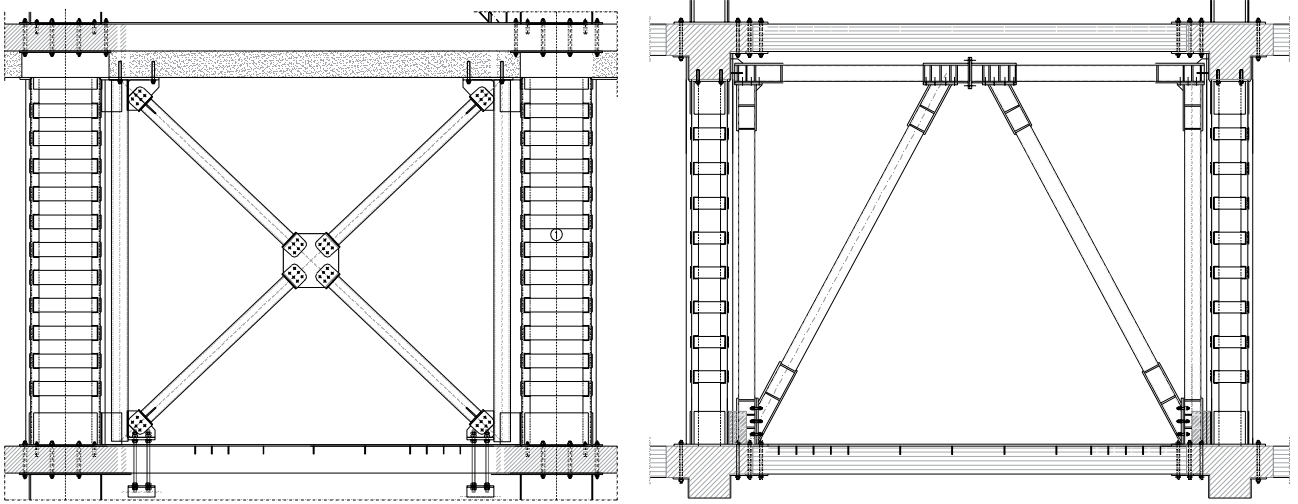


Figura 15  
Corpo H e C (progetto interventi miglioramento sismico) - Esempi di maglie di controventamento tipo impiegate in direzione longitudinale (immagine di sinistra) e trasversale (immagine di destra).



Figura 16  
Corpo H e C (progetto interventi miglioramento sismico) - Esempi di maglie di controventamento tipo.

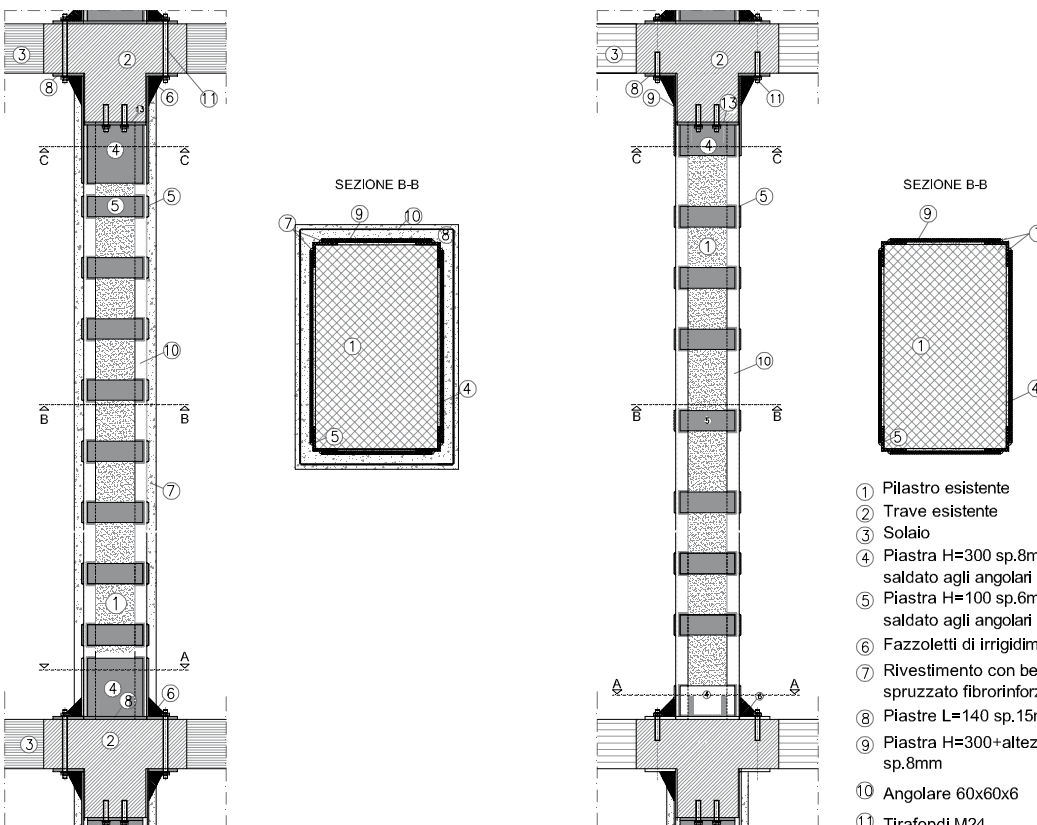


Figura 17  
Corpo H e C (progetto interventi miglioramento sismico) - Esempi di rinforzo dei pilastri (a sinistra, rinforzo pesante; a destra rinforzo leggero).

- ① Pilastro esistente
- ② Trave esistente
- ③ Solaio
- ④ Piastra H=300 sp.8mm saldato agli angolari
- ⑤ Piastra H=100 sp.6mm saldato agli angolari
- ⑥ Fazzoletti di irrigidimento sp.8mm
- ⑦ Rivestimento con betonino spruzzato fibrorinforzato sp.50mm
- ⑧ Piastre L=140 sp.15mm
- ⑨ Piastra H=300+altezza sottotrave sp.8mm
- ⑩ Angolare 60x60x6
- ⑪ Tirafondi M24



Figura 18  
Corpo H e C (progetto  
interventi miglioramento  
sismico) - Esempi di rinforzo  
dei pilastri.



- mentre in Y si è fatto ricorso a controventi a V rovescio. In entrambi i casi gli elementi di controventamento sono stati collegati a colonne e travi in acciaio, le quali, a loro volta, sono state connesse al telaio in c.a. esistente attraverso appositi ancoranti.
2. Incamiciatura dei pilastri tramite camicie in acciaio denominate "Rinforzi leggeri", oppure camicie in acciaio integrate da un ricoprimento in betoncino fibrorinforzato, sistema denominato "Rinforzi pesanti" (Figura 17-18).
  3. Inserimento di sistemi di controventamento orizzontali nel piano a doppia altezza attraverso l'utilizzo di tiranti in acciaio.
- I controventamenti sia longitudinali, sia trasversali, sono stati posizionati alle estremità e nella

parte centrale della struttura, così da renderla più simmetrica possibile in pianta ed aumentare la rigidità torsionale.

## 2.2 Materiale

Grazie alla documentazione del progetto originale, a quella acquisita in fase di miglioramento sismico ed alle informazioni provenienti dalle prove fatte in laboratorio e in sito, è stato possibile determinare le caratteristiche dei materiali utilizzati per la realizzazione della struttura prima e per l'adeguamento poi. Le proprietà dei materiali riportate nelle Tabelle 1 e 2, sono quelle necessarie per definire il modello di Mander et al. (1988) per il calcestruzzo e di Menegotto & Pinto (1973) per l'acciaio.

Tabella 1 - Parametri del calcestruzzo esistente e del calcestruzzo nuovo (rinforzo pesante)

Proprietà materiale	Calcestruzzo esistente	Calcestruzzo nuovo
Resistenza a compressione	12.97 (MPa)	21.20 (MPa)
Resistenza a trazione	1.30 (MPa)	2.10 (MPa)
Modulo di elasticità	1.6927E+004 (MPa)	2.1640E+004 (MPa)
Deformazione al valore di picco dello sforzo	0.002 (m/m)	0.002 (m/m)
Peso specifico	24 (kN/m <sup>3</sup> )	24 (kN/m <sup>3</sup> )

Tabella 2 - Parametri dell'acciaio d'armatura esistente e acciaio nuovo

Proprietà Acciaio	Armatura esistente	Nuovo
Modulo di elasticità	2.10E+005 (MPa)	2.10E+005 (MPa)
Resistenza di snervamento	371 (MPa)	355 (MPa)
Parametro di incrudimento	0.005	0.005
Parametro della forma iniziale della curva di transizione	20	20
Coefficienti di calibrazione della forma della curva di transizione	A1	18.5
	A2	0.15
	A3	0
	A4	1
Deformazione a rottura o per instabilità a carico di punta (buckling)	0.1	0.1
Peso specifico	78 (kN/m <sup>3</sup> )	78 (kN/m <sup>3</sup> )



### 3. Azione sismica di progetto

L'edificio analizzato si trova all'interno del Comune di Modena, che in base alla classificazione sismica della precedente normativa (OPCM 3274) è situato in zona 3.

Gli spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi considerati (salvaguardia della vita, SLV e incipiente collasso, SLC) sono stati definiti, in conformità con il D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC'08), mediante il seguente procedimento:

- Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura. Grazie alla combinazione di questi due parametri è stato possibile definire il Periodo di Riferimento dell'azione sismica. Nel caso specifico i valori sopra indicati risultano:
  - $V_N$  (vita nominale) = 50 anni;
  - $c_U$  (coefficiente d'uso) = 2;
  - $V_R$  (periodo di riferimento) = 100 anni.
- Individuazione attraverso latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c$  per gli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC), i quali sono stati individuati interpolando i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio. Nel caso specifico per il punto del reticolo corrispondente alle coordinate 10.9247 (LON) e 44.6481 (LAT) e per il periodo di ritorno TR

= 949 anni si ha:

- $a_g = 0.213$  g (SLV); 0.273 g (SLC);
- $F_0 = 2.438$  (SLV); 2.413 (SLC);
- $T_c^* = 0.281$  s (SLV); 0.297 s (SLC).
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica  $S_s$  e topografia  $S_T$  in base alla categoria del sottosuolo (C) e alla topografia (T1). In particolare:
  - $S_s = 1.389$  (SLV); 1.305 (SLC);
  - $S_T = 1$ .
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro:
  - $T_c = 0.457$  s (SLV); 0.466 s (SLC).

Gli spettri sopra menzionati sono stati determinati mediante le equazioni riportate al §3.2.3.2 delle NTC'08 (Figure 19 e 20).

### 4. Fase 1 - Descrizione della ricerca

Il lavoro di analisi presentato in questo articolo è motivato dalla necessità di migliorare ulteriormente la risposta sismica della struttura rinforzata, come descritto nell'ultima parte del §2.1, in modo da garantire i requisiti per soddisfare un livello di sicurezza almeno pari al 60% di quello richiesto per un edificio di nuova costruzione (secondo l'Art.3, comma 10 del D.L. n.74 del 6 giugno 2012).

La fase I, di seguito descritta, è incentrata sulla

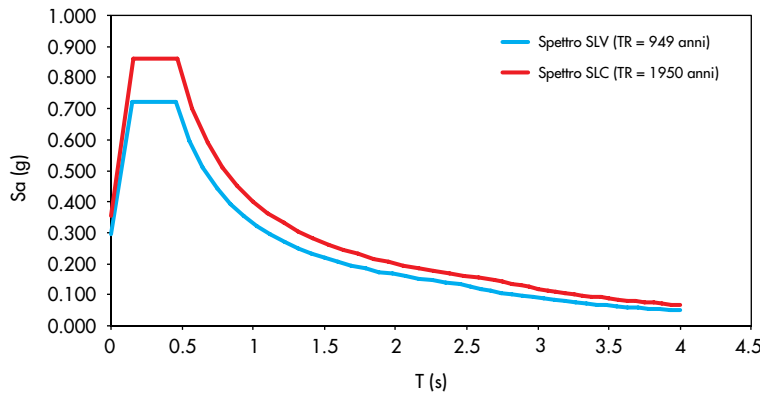


Figura 19 Spettro di progetto elastico in accelerazione delle componenti orizzontali per SLV e SLC.

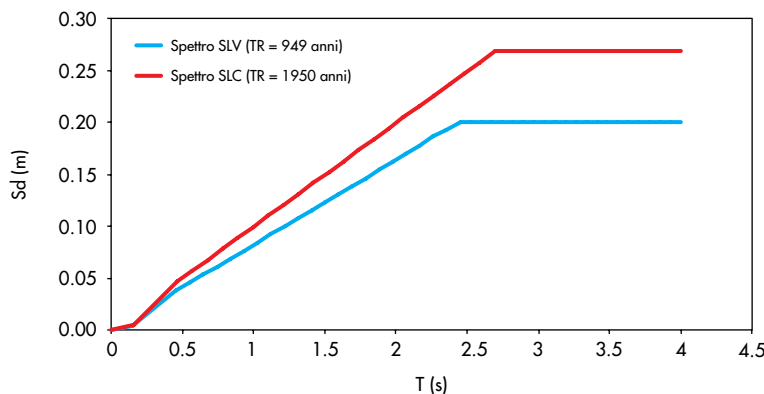


Figura 20 Spettro di progetto elastico in spostamento delle componenti orizzontali per SLV e SLC.

valutazione dei benefici apportabili mediante pannelli dissipativi da aggiungere alla configurazione rinforzata.

#### 4.1 Descrizione dei sistemi dissipativi aggiunti

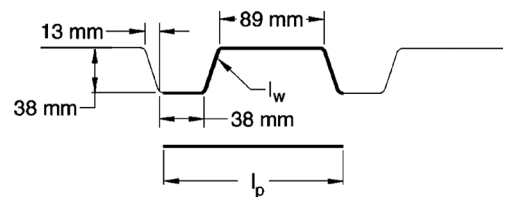
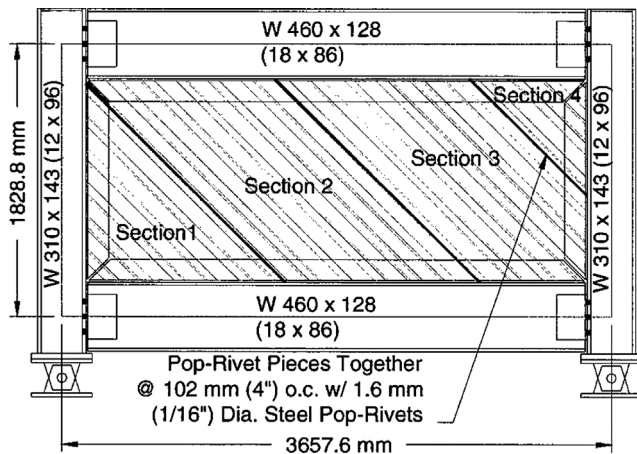
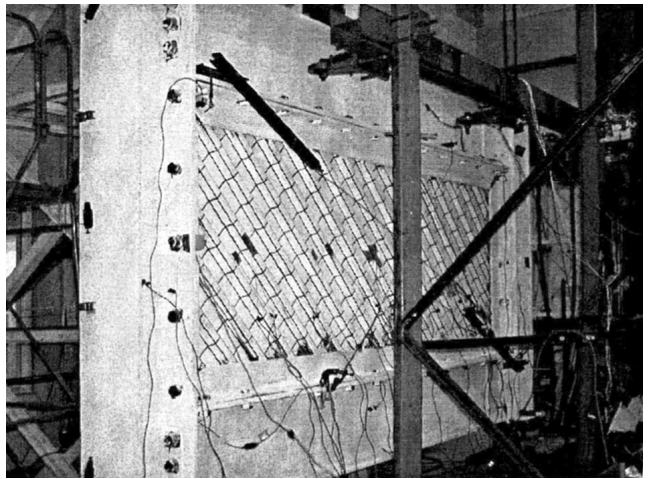
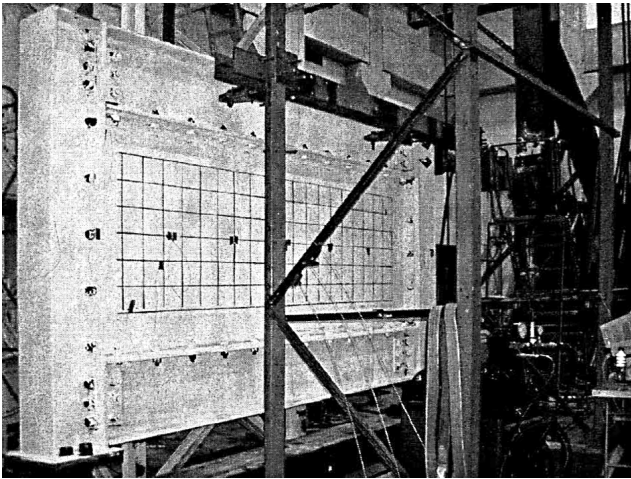
I dispositivi antisismici possono modificare la risposta di una struttura in diversi modi: incrementando il periodo fondamentale, modificando la forma dei modi di vibrare, incrementando la dissipazione di energia, limitando la forza trasmessa alla struttura e/o introducendo vincoli permanenti o temporanei.

I due sistemi dissipativi esaminati in questa fase del lavoro sono di tipo passivo. Il primo di essi, denominato Tipo A, è caratterizzato da pannelli metallici realizzati in due versioni: uno con elementi piatti (Figura 21) e l'altro con elementi corrugati (Figura 22), aventi diverso spessore e comportamento isteretico ed entrambi solidarizzati alla struttura esistente tramite connessioni bullonate o saldate. L'efficacia di questo sistema dissipativo è stata valutata da Berman e Bruneau (2005) attraverso una campagna di prove sperimentali e simulazioni numeriche. I risultati ottenuti dalle prove condotte da tali Autori in re-

gime quasi statico hanno mostrato un significativo apporto degli elementi metallici sulla duttilità e sulla capacità dissipativa con contemporanea riduzione della domanda sismica sul telaio circostante (in Figura 23 sono riassunte le curve isteretiche forza-drift dell'intero sistema e del solo sistema dissipativo metallico). Il buon accordo tra risultati sperimentali e predizione numerica fatta mediante analisi pushover, inoltre, sembra consentire l'utilizzo di un modello con elementi finiti a fibre (Figura 23). Questa soluzione benché non economica, si è rivelata ottimale per interventi di retrofitting di strutture esistenti in zone ad elevata sismicità poiché l'energia dissipata dai soli elementi metallici è significativa in confronto alla curva isteretica del telaio esistente. Ulteriori dettagli importanti discendenti dalle prove sperimentali di Berman e Bruneau (2005) sono relativi al fatto che il collasso dei pannelli è avvenuto per instabilità fuori-piano, sono stati comunque raggiunti livelli significativi di drift (3% per il pannello corrugato) accompagnati da un meccanismo duttile, si sono verificati fenomeni di pinching e scorrimento tipici delle connessioni bullonate (Figure 23 e 24).

Figura 21  
Setup di prova e confronto tra le due tipologie di pannello studiato (Berman e Bruneau, 2005)(in alto).

Figura 22  
Pannelli metallici dissipativi. Geometria e dettaglio degli elementi corrugati (Berman e Bruneau, 2005)(in basso).



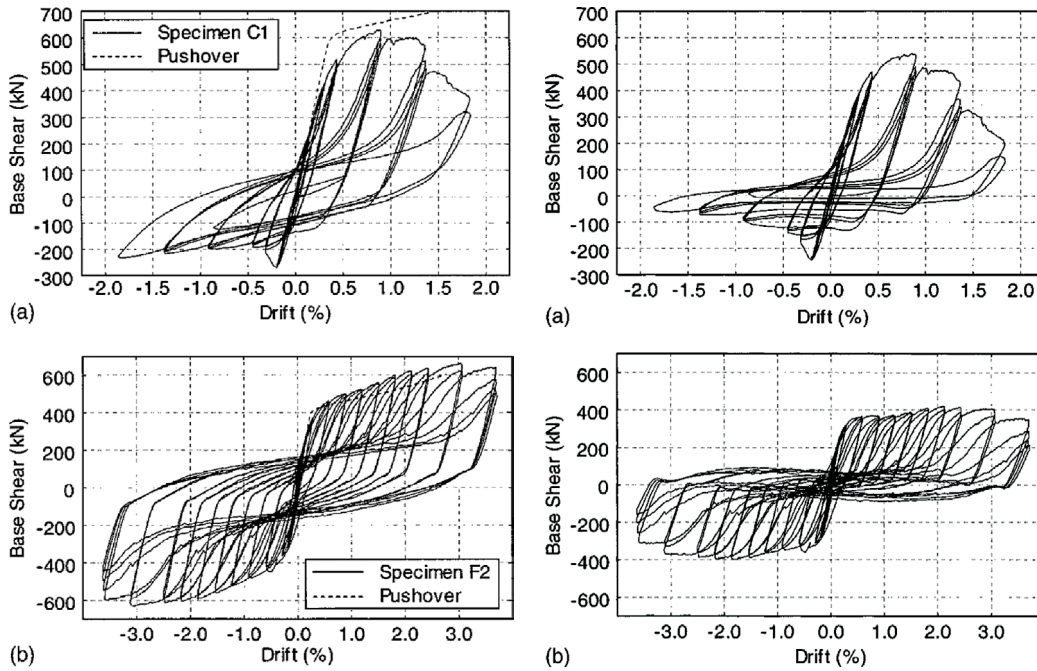


Figura 23  
Comportamento isteretico dei due sistemi (F=flat, C=corrugated) (a) risposta globale e (b) risposta dei soli elementi metallici (Berman e Bruneau, 2005).



Figura 24  
Meccanismi di collasso ottenuti sperimentalmente per i due pannelli (Berman e Bruneau, 2005).

Il secondo sistema dissipativo, denominato Tipo B, è costituito da un telaio metallico tamponato con blocchi in muratura o con c.a. ordinario, dove apposite connessioni a taglio permettono lo scorrimento relativo dei componenti (Figura 25). Alcune prove sperimentali riguardanti il caso di un telaio in acciaio con tamponamento in muratura sono state condotte da Mohammadi e Akrami (2010). La soluzione esaminata prevede di governare la domanda sismica sul sistema tramite il controllo, in fase di progetto, delle sollecitazioni passanti e della deformazione plastica dei punti sensibili nel telaio. Mohammadi e Akrami (2010) hanno inoltre condotto ulteriori prove su sistemi simili, ma con tamponamento in c.a. ordinario (Figura 26). La risposta complessiva forza-spostamento dei provini esaminati sembra essere sufficientemente confortante in termini di capacità dissipativa e di spostamento (Figura 27). Le guide tra gli elementi di tamponamento (parte inferiore della Figura 28), pensate per permet-

tere lo scorrimento a taglio delle partizioni di tamponamento, sono composte da tre piastre. La seconda (Plate B) e la terza (Plate C) sono connesse tramite bullonatura, mentre la prima (Plate A) è connessa al sistema tramite dispositivi metallici atti allo scorrimento tra le due bullonate e la prima libera. Questa tecnologia è risultata applicabile su strutture di nuova costruzione ed è attuabile anche nel caso di edifici esistenti, a condizione che venga eseguita una valutazione delle potenzialità del telaio esistente (una volta introdotto il telaio aggiuntivo). Nell'ambito della fase 1 del lavoro, accennata ad inizio capitolo, si è deciso di valutare l'efficacia della disposizione dei sistemi dissipativi aggiuntivi secondo una configurazione doppiamente simmetrica all'interno dei telai esistenti e delle campate non occupate dalle maglie di controventamento effettivamente predisposte durante il precedente progetto di miglioramento sismico. Sono stati previsti quattro sistemi in direzione



Figura 25  
Comportamento sperimentale  
di un telaio in acciaio  
tamponato in muratura  
con apposite guide per  
lo scorrimento relativo a  
taglio delle porzioni di  
tamponamento (Mohammadi  
e Akrami, 2010).

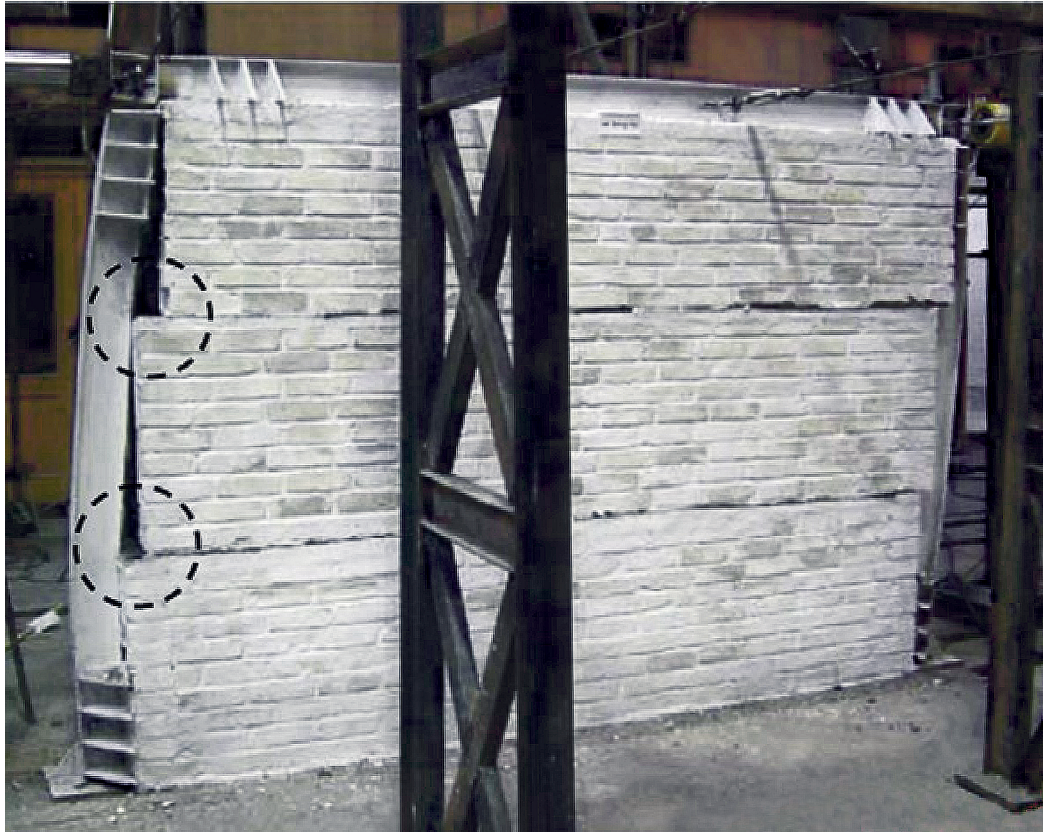


Figura 26  
Setup di prova e  
meccanismo di rottura per  
un telaio tamponato in c.a.  
(Mohammadi e Akrami,  
2010)(in basso).

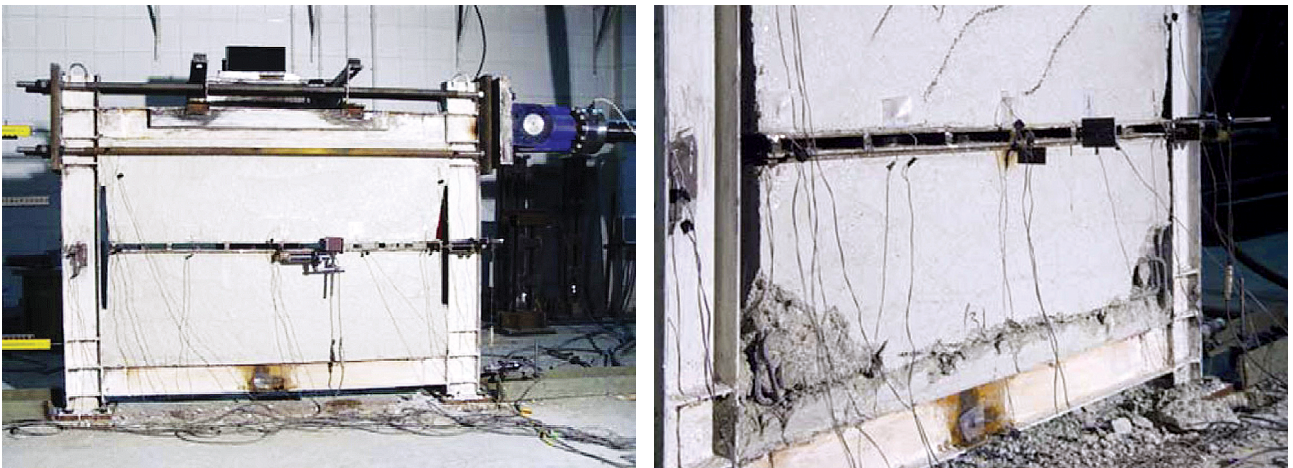
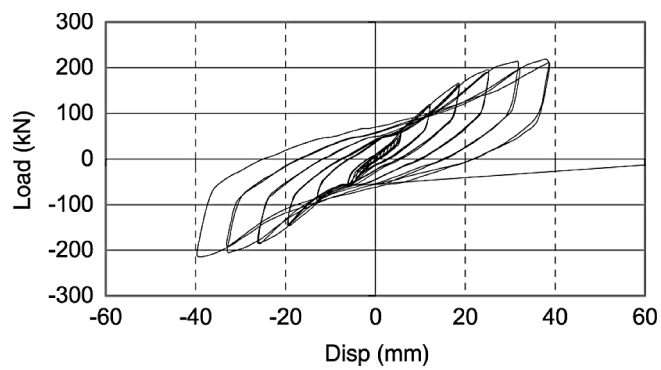


Figura 27  
Comportamento isteretico  
forza - spostamento  
ottenuto sperimentalmente  
(Mohammadi e Akrami,  
2010).





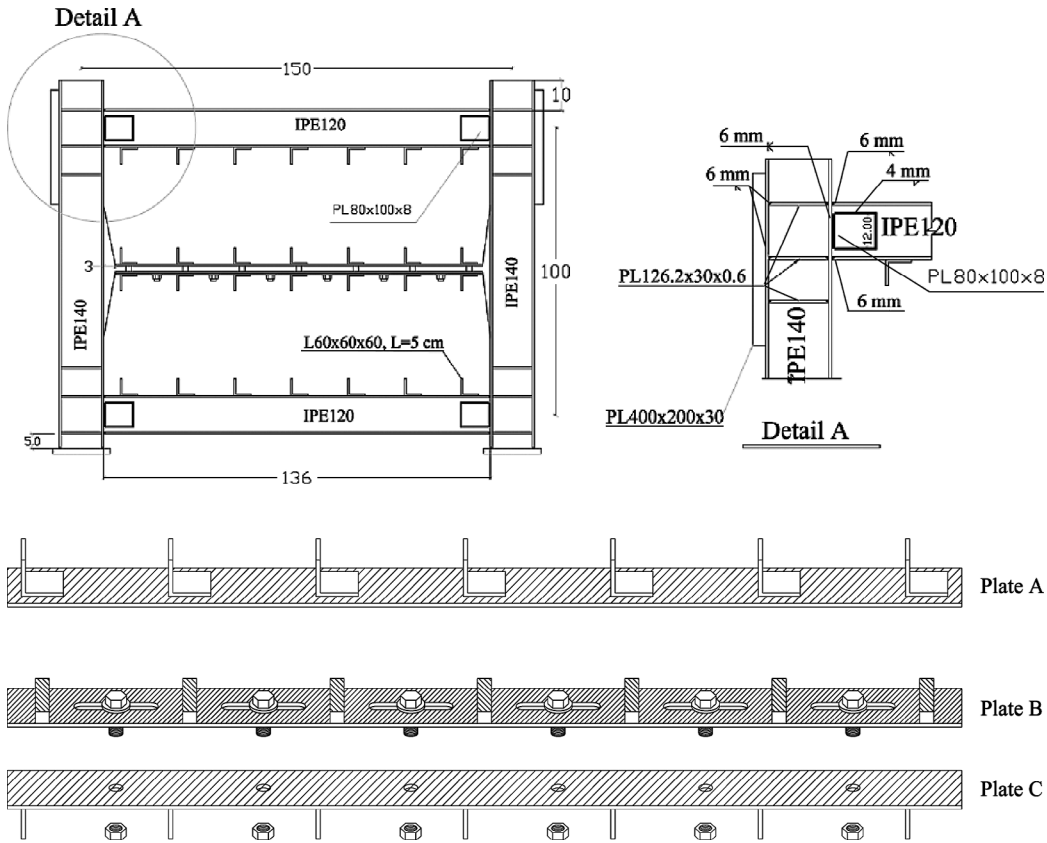


Figura 28 Geometria, setup di prova e dettaglio delle guide a taglio tra i tamponamenti (Mohammadi e Akrami, 2010).

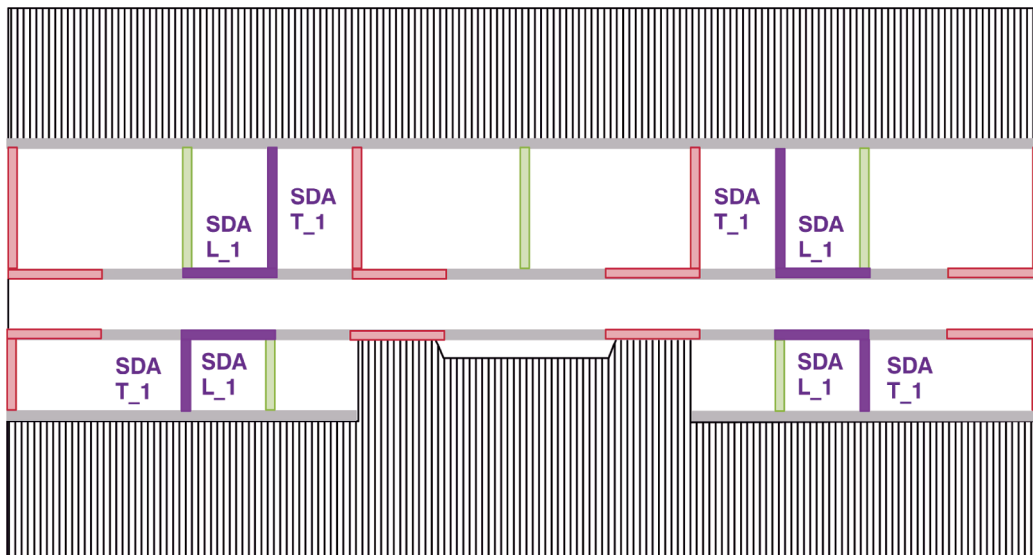


Figura 29 Schema di disposizione in pianta dei sistemi dissipativi aggiuntivi.

longitudinale e quattro in direzione trasversale nella stessa posizione per tutta l'altezza dell'edificio. In Figura 29 è raffigurata una rappresentazione schematica in pianta della disposizione delle maglie di controventamento (rosso e verde) e dei sistemi dissipativi (viola).

#### 4.2 Modellazione

Le analisi della struttura in esame sono state ese-

guite con il codice di calcolo SeismoStruct (Seismsoft, 2014), programma ad elementi finiti che consente una modellazione a *plasticità diffusa* (Figura 30) ed è particolarmente sviluppato per analisi pushover.

Le strutture portanti verticali ed orizzontali sono state modellate con elementi inelastici di tipo *frame* con formulazione basata sulle forze, caratterizzati da 5 sezioni d'integrazione e 200 fibre

per ogni sezione. Il software consente, inoltre, attraverso la definizione di diverse sezioni sulla lunghezza dell'elemento, di utilizzare un solo elemento finito per la modellazione delle travi, anche nel caso, come quello corrente, di continui cambiamenti di armatura. Il modello è così caratterizzato da un minore numero di elementi ed i tempi di analisi sono più contenuti.

Le sezioni sono state definite mediante la documentazione del progetto originale fornita dalla committenza (Figure 30 e 31). All'interno della modellazione si è tenuto conto anche degli interventi successivi subiti dalla struttura: nel caso dei pilastri rinforzati, infatti, nel modello è stata inserita un'ulteriore area di armatura equivalente all'area degli angolari di acciaio posizionati ai quattro spigoli della sezione (Figure 31 e 32). Gli elementi di controventamento in direzione longitudinale e trasversale, inseriti all'interno della struttura durante l'intervento di miglioramento sismico, sono stati modellati con elementi

inelastici tipo *frame*. Per simularne il collegamento a cerniera, sono stati rilasciati i momenti alle estremità (Figura 33).

Per la modellazione dei sistemi di controventamento presenti nel piano a doppia altezza, la modellazione è stata fatta utilizzando elementi inelastici tipo *truss* con sezione opportuna (Figura 34).

I sistemi dissipativi utilizzati sono stati modellati utilizzando l'elemento link disposto in serie con un elemento truss posto in diagonale (Figura 35). Per la definizione delle caratteristiche da assegnare ad ogni singolo elemento link del modello è stata definita una curva bilineare (Figura 36); i parametri impiegati per la caratterizzazione dei singoli sistemi dissipativi sono riportati nelle Tabelle 3 e 4.

Nella modellazione di questa struttura (Figura 37) non sono state modellate le fondazioni ma si è ipotizzata una condizione di incastro alla base.

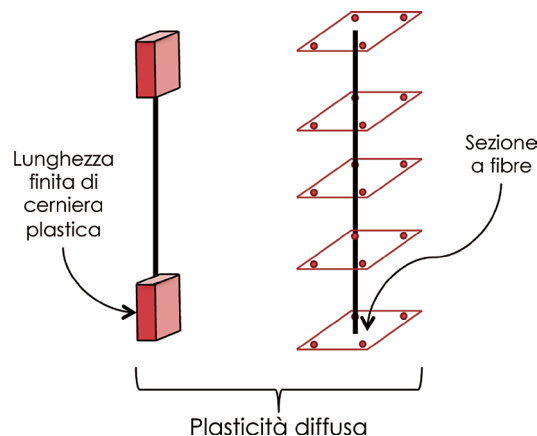
Tabella 3 - Parametri impiegati per la caratterizzazione dell'elemento link (curva bilineare) Tipo A

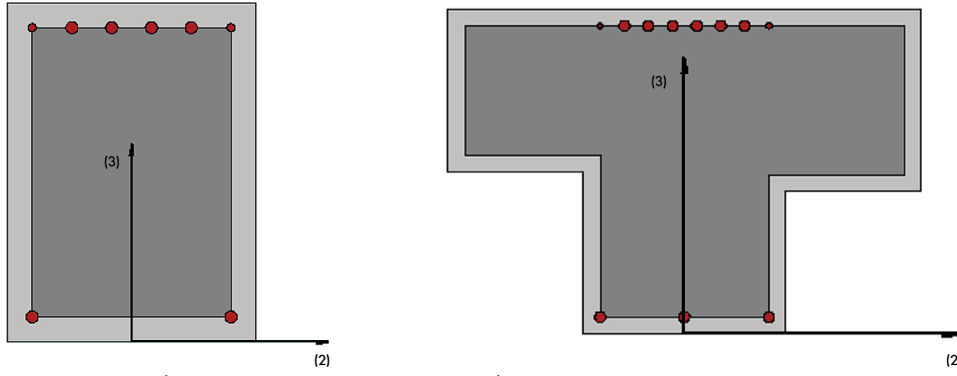
Proprietà curva	Valore
Rigidezza iniziale nel quadrante positivo	93750 kPa
Forza di snervamento nel quadrante positivo	500 kN
Rapporto di incrudimento post-snervamento nel quadrante positivo	0.01
Resistenza iniziale nel quadrante negativo	93750kPa
Forza di snervamento nel quadrante negativo	-500kN
Rapporto di incrudimento post-snervamento nel quadrante negativo	0.01

Tabella 4 - Parametri impiegati per la caratterizzazione dell'elemento link (curva bilineare) Tipo B

Proprietà curva	Valore
Rigidezza iniziale nel quadrante positivo	8000 kPa
Forza di snervamento nel quadrante positivo	100 kN
Rapporto di incrudimento post-snervamento nel quadrante positivo	0.01
Resistenza iniziale nel quadrante negativo	8000kPa
Forza di snervamento nel quadrante negativo	-160 kN
Rapporto di incrudimento post-snervamento nel quadrante negativo	0.01

Figura 30  
Schematizzazione di una colonna modellata a plasticità diffusa.

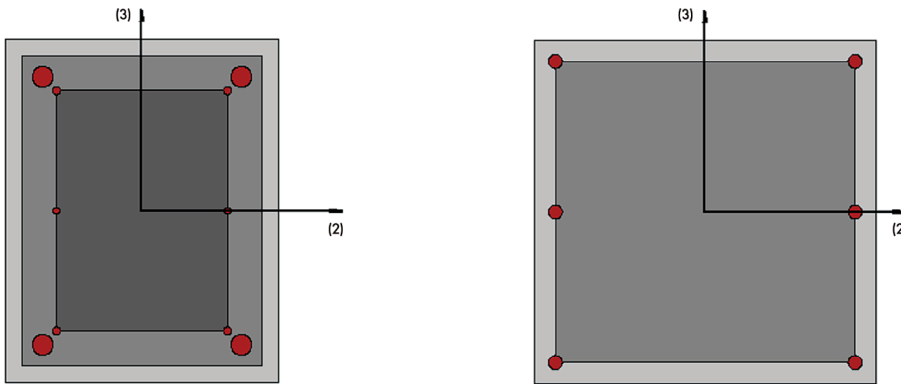




a) Sezione trave rettangolare

b) sezione trave a T

Figura 31  
Esempi di sezioni di travi definite all'interno del programma di calcolo.



a)

b)

Figura 32  
Esempi di sezioni di pilastri con rinforzo pesante (a) e leggero (b) definite all'interno del programma di calcolo.

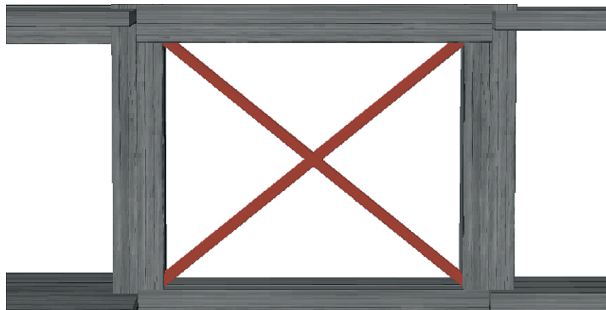


Figura 33  
Modellazione di un controvento 'tipo' inserito in direzione longitudinale.

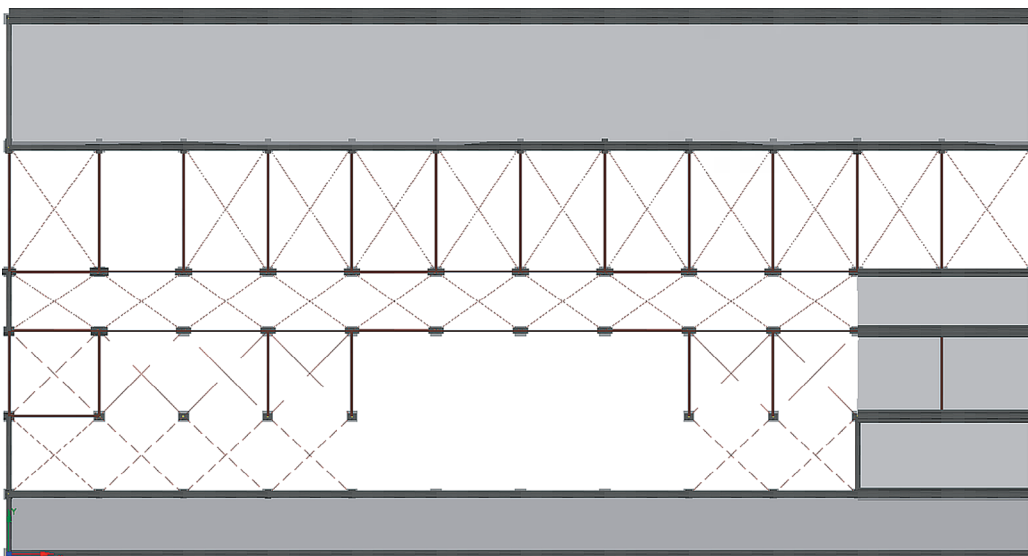


Figura 34  
Vista dall'alto del piano a doppia altezza con individuazione dei controventi orizzontali (elementi tipo 'truss' disposti a croce all'interno delle maglie dei telai).

Figura 35  
Schema di modellazione dei sistemi dissipativi aggiuntivi.

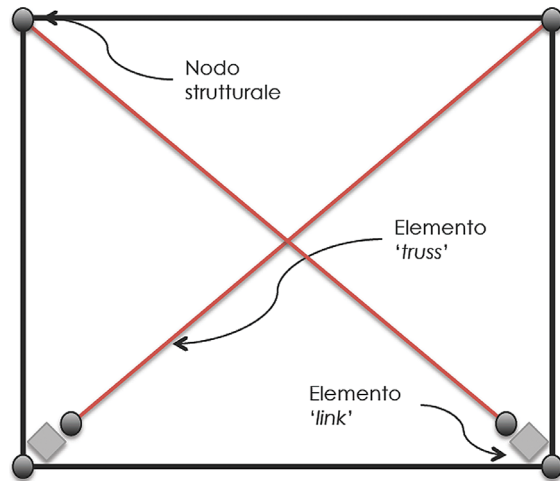


Figura 36  
Curva bilineare asimmetrica.

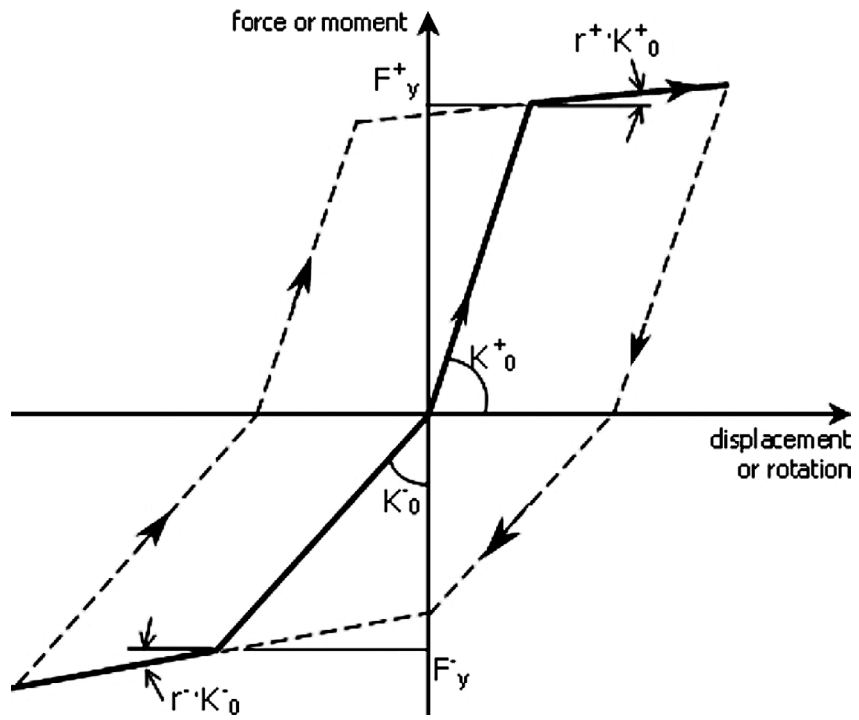
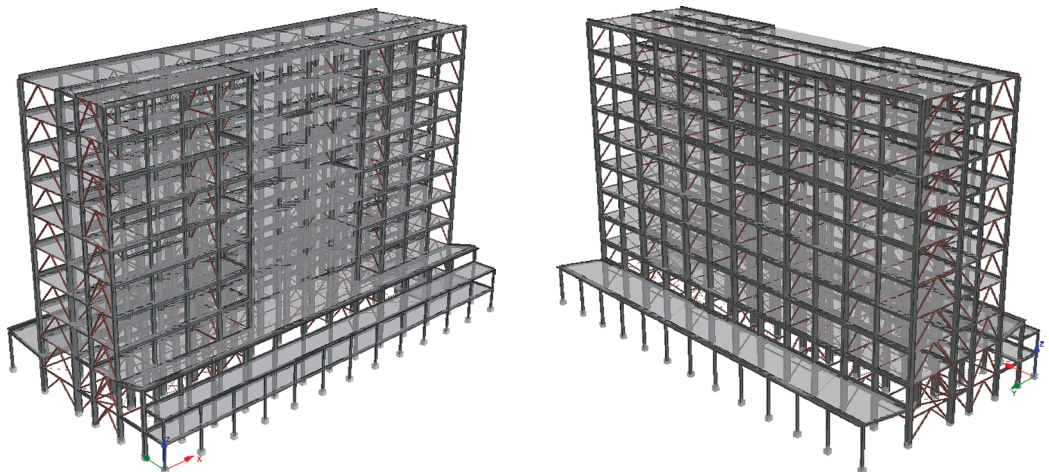


Figura 37  
Viste del modello spaziale.





### 4.3 Analisi

In primo luogo è stata svolta un'analisi agli autovalori della struttura rinforzata senza i sistemi dissipativi aggiuntivi. I valori di periodo proprio e massa partecipante ottenuti per i modi di vibrare principali sono:  $T_{1X} = 1.10$  s,  $M_{1X} = 66\%$  (in direzione X) e  $T_{1Y} = 1.00$  s,  $M_{1Y} = 68\%$  (in direzione Y). Le deformate dei modi principali sono raffigurate nelle Figure 38 e 39. Sono state successivamente eseguite analisi statiche non lineari applicando i carichi gravitazionali secondo la combinazione sismica, prevedendo i seguenti passaggi:

- Determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate, taglio alla base  $F_b$ , e lo spostamento  $d_c$  del punto di controllo (posizionato in corrispondenza del centro di massa dell'ultimo impalcato);
- Determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bilineare equivalente (Figura 40);
- Determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di spostamento relativo allo stato limite in esame;
- Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione effettiva dell'edificio;

- Verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili).

Per ciascuna analisi, inoltre, sono state applicate due distinte distribuzioni di forze orizzontali:

- Gruppo 1 (distribuzione principale, in accordo con la normativa) corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare.
- Gruppo 2 (distribuzione secondaria, in accordo con la normativa) corrispondente ad una distribuzione uniforme.

Poiché l'analisi è tridimensionale, in realtà è stato necessario applicare le distribuzioni riassunte in Tabella 5, per un totale di 8 analisi pushover per ciascun modello (ossia 8 in fase 1 per la soluzione con sistemi dissipativi aggiuntivi Tipo A e 8 per quella con sistemi Tipo B).

Le forze sono state applicate ai nodi strutturali trave-colonna di ciascun piano. Le curve di capacità della struttura (forza di taglio alla base  $V_b$  e spostamento nel punto di controllo  $d_c$ ) sono rappresentate nelle Figure da 41 a 48.

Lo spostamento massimo  $d_{max}$  indotto dall'azione sismica per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato Limite di Collasso (SLC), è stato valutato per tutte le analisi svolte seguendo la procedura descritta al § C.8 delle NTC'08.

Tabella 5 - Riassunto delle distribuzioni delle forze orizzontali considerate nelle analisi

Id	Tipo di distribuzione	Dierzione
1	Proporzionale alla forma del modo di vibrare	+X
2		-X
3		+Y
4		-Y
5	Uniforme	+X
6		-X
7		+Y
8		-Y

Figura 38  
Deformata del modo principale lungo la direzione X.

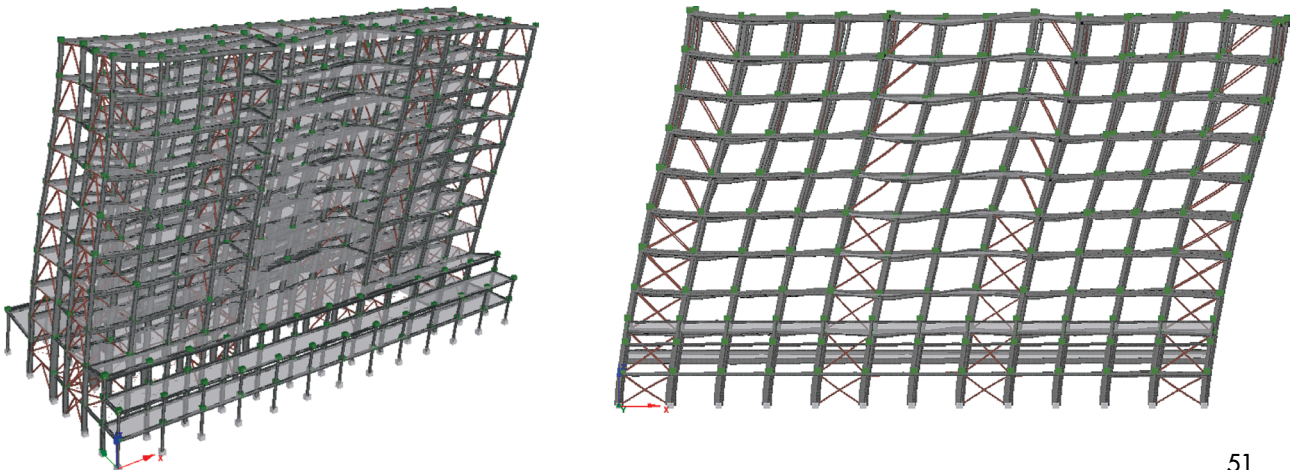


Figura 39  
Deformata del modo principale lungo Y.

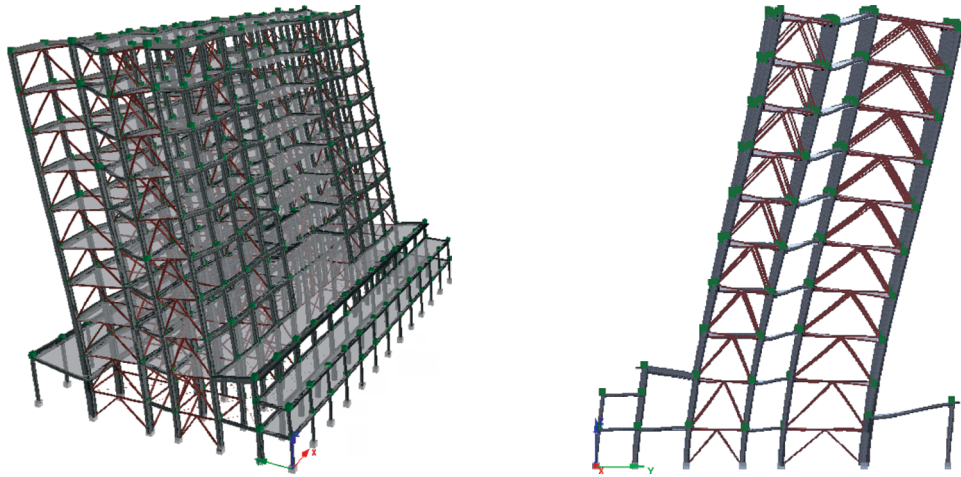


Figura 40  
Criteri per la costruzione della bilineare equivalente a partire da una generica curva pushover.

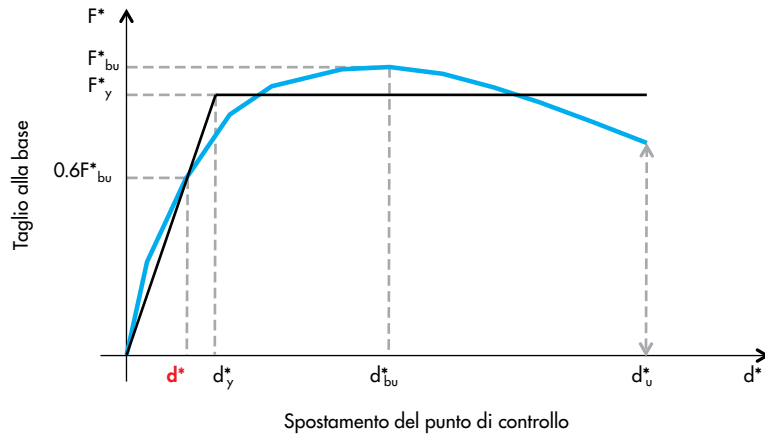


Figura 41  
Curva pushover del sistema M-GDL (Distribuzione principale +X) con individuazione dello spostamento  $d_{max}$  corrispondente allo SLV - modello con sistemi dissipativi aggiuntivi TIPO "A".

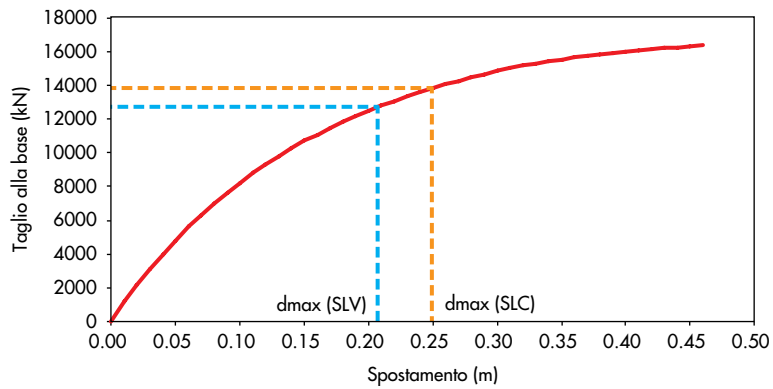
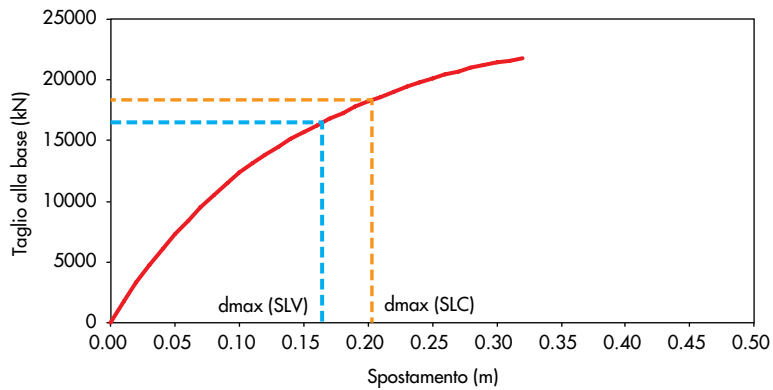


Figura 42  
Curva pushover del sistema M-GDL (Distribuzione secondaria +X) con individuazione dello spostamento  $d_{max}$  corrispondente allo SLV - modello con sistemi dissipativi aggiuntivi TIPO "A".



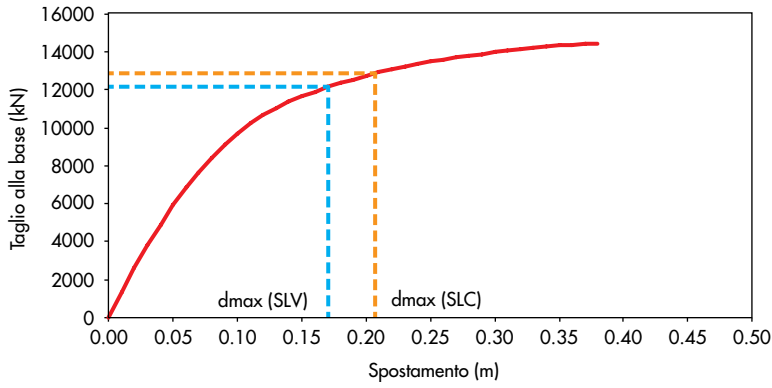


Figura 43  
Curva pushover del sistema M-GDL (Distribuzione principale +Y) con individuazione dello spostamento  $d_{max}$  corrispondete allo SLV - modello con sistemi dissipativi aggiuntivi TIPO "A".

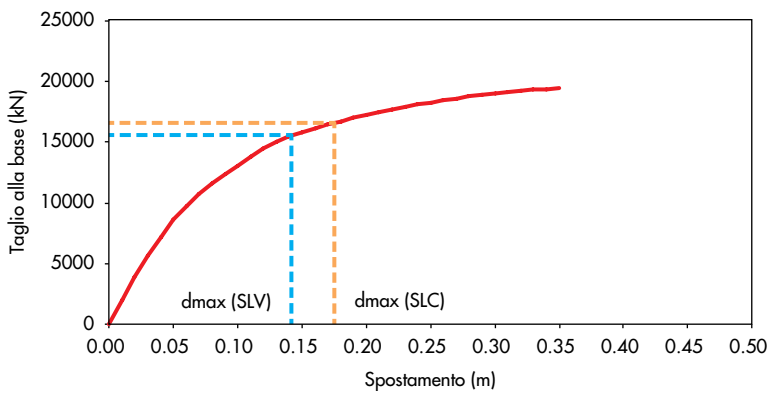


Figura 44  
Curva pushover del sistema M-GDL (Distribuzione secondaria +Y) con individuazione dello spostamento  $d_{max}$  corrispondete allo SLV - modello con sistemi dissipativi aggiuntivi TIPO "A".

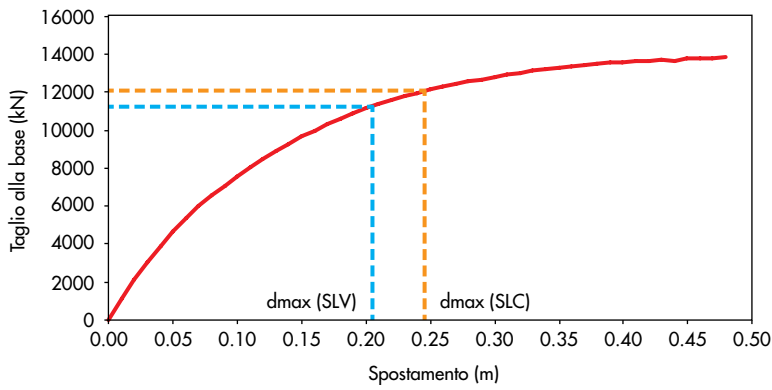


Figura 45  
Curva pushover del sistema M-GDL (Distribuzione principale +X) con individuazione dello spostamento  $d_{max}$  corrispondete allo SLV - modello con sistemi dissipativi aggiuntivi TIPO "B".

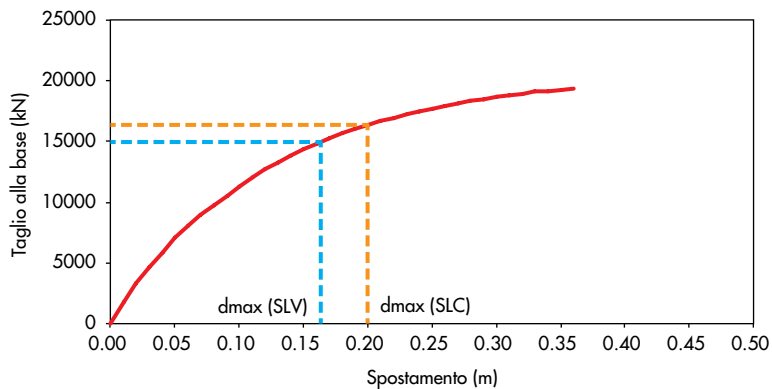


Figura 46  
Curva pushover del sistema M-GDL (Distribuzione secondaria +X) con individuazione dello spostamento  $d_{max}$  corrispondete allo SLV - modello con sistemi dissipativi aggiuntivi TIPO "B".

Figura 47  
Curva pushover del sistema M-GDL (Distribuzione principale +Y) con individuazione dello spostamento dmax corrispondete allo SLV - modello con sistemi dissipativi aggiuntivi TIPO "B".

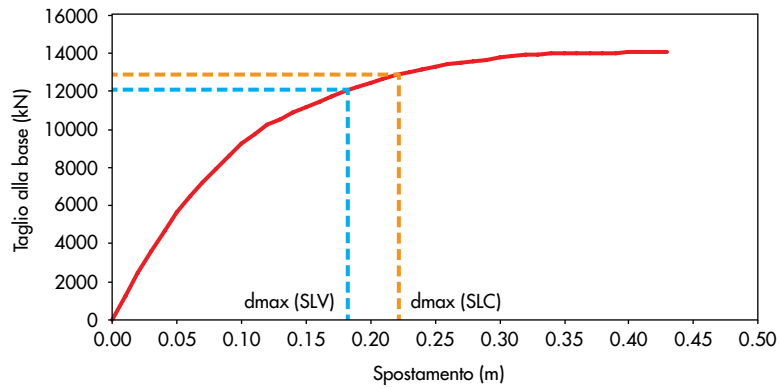
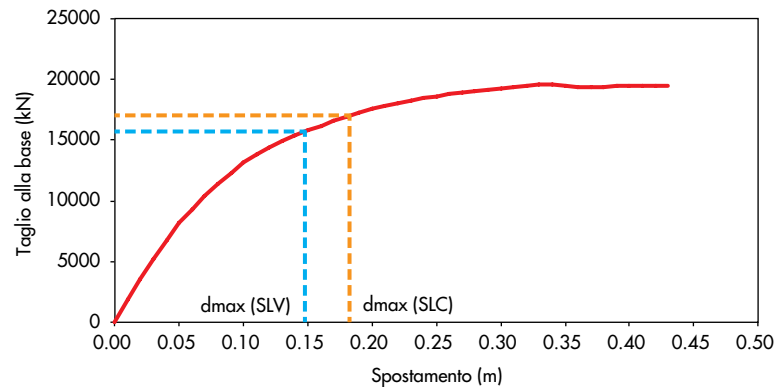


Figura 48  
Curva pushover del sistema M-GDL (Distribuzione secondaria +Y) con individuazione dello spostamento dmax corrispondete allo SLV - modello con sistemi dissipativi aggiuntivi TIPO "B".



#### 4.4 Verifiche

La procedura di verifica degli edifici esistenti in c.a. prevede la verifica dei meccanismi:

- **duttili** (inflexione di travi e pilastri);
- **fragili** (taglio in travi e pilastri).

È stato quindi necessario calcolare la capacità di rotazione della corda per ciascun elemento primario della struttura analizzata attraverso l'uso dell'equazione empirica (1) presente nel §C8.A.6.1 della Circolare Applicativa delle NTC'08. Allo SLV la capacità rotazionale  $\theta_{SD}$ , è stata calcolata come  $\frac{3}{4}$  della capacità rotazionale ultima  $\theta_u$ . Le resistenze dei materiali, considerate ai fini del calcolo della capacità rotazionale ultima, sono state ottenute dalle resistenze medie divise per il fattore di confidenza  $FC=1$ .

Per gli elementi o meccanismi fragili, la capacità è da intendersi in termini di taglio (Equazione 2 e 3), come definita nel §4.1.2.3.2 delle NTC'08.

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01; \omega^2)}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.225} \quad (1)$$

$$\left( \frac{L_V}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left( \alpha_p \cdot 5\% \cdot \frac{f_{sw}}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100 \rho_d})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (2)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)} \quad (3)$$

Il contributo del conglomerato è stato considerato al massimo uguale a quello relativo agli elementi senza armatura trasversale resistente a taglio. Le resistenze dei materiali considerate ai fini del calcolo sono state ottenute dividendo le resistenze medie per il fattore di confidenza  $FC=1$  e per il coefficiente parziale del materiale. Su tutti gli elementi principali della struttura (travi e pilastri) sono state svolte le verifiche in termini di meccanismi duttili e fragili. L'azione sismica considerata è stata sia quella allo SLV che allo SLC.

Il motivo per cui il fattore di confidenza utilizzato all'interno delle verifiche è pari a 1 è legato al fatto che durante la progettazione si era in possesso degli esecutivi del progetto originale e di quelli dei successivi adeguamenti, il che ha consentito di fare riferimento ad un grado di conoscenza elevato dell'edificio.

Oltre alle verifiche previste da normativa nazionale, la committenza ha richiesto che il livello di sicurezza della struttura fosse definito in misura pari almeno al 60% della sicurezza richiesta per un edificio di nuova costruzione. (Art. 3, comma 10 de DECRETO LEGGE n. 74 del 6 giugno 2012). Per questo motivo è stato calcolato il taglio alla base di un edificio di medesime carat-



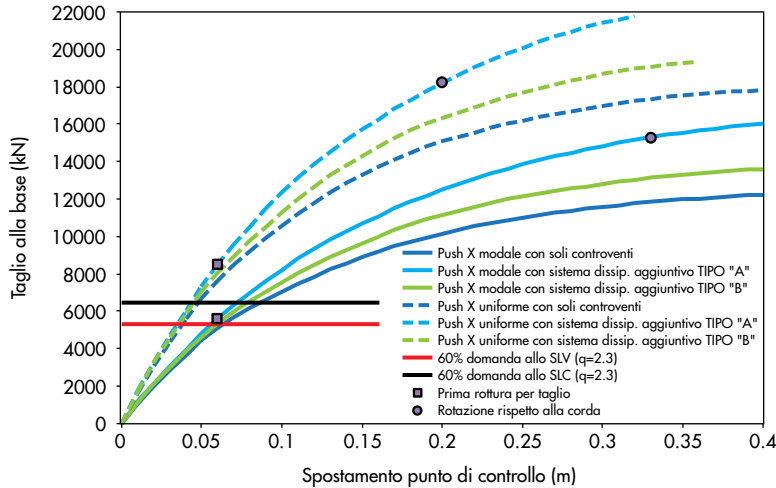


Figura 49  
Confronto tra il taglio di progetto e la capacità a taglio della struttura rinforzata nella direzione X.

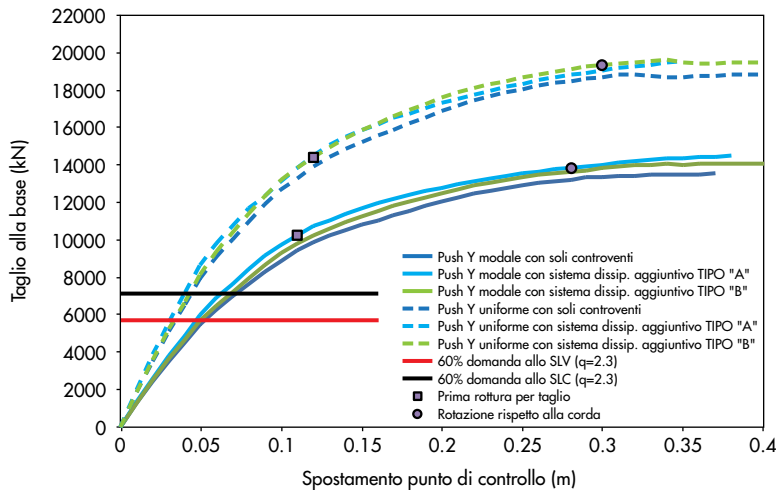


Figura 50  
Confronto tra il taglio di progetto e la capacità a taglio della struttura rinforzata nella direzione Y.

teristiche e funzione ma di nuova edificazione e tale valore è stato confrontato con quello ottenuto dalle analisi svolte per l'edificio in esame. Come si può evincere dai grafici riportati nelle Figure 49 e 50, la struttura presa in esame soddisfa i requisiti richiesti, dato che la capacità, in termini di taglio alla base, è superiore alla corrispondente domanda calcolata sulla struttura nella configurazione originaria.

#### 4.4.1 Valutazione dello smorzamento associato ai diversi sistemi dissipativi

All'interno di questo progetto sono stati inseriti dispositivi di vincolo temporaneo che permettono di obbligare i movimenti in una o più direzioni con modalità differenti a seconda del tipo e dell'entità dell'azione. Nel caso specifico, i dispositivi sono del tipo *a fusibile*, in grado di impedire i movimenti relativi tra le parti collegate, con un trigger in forza.

Poiché la normativa italiana fornisce solo alcune limitate indicazioni per le analisi delle prestazioni sismiche delle strutture esistenti con dissipatori,

si è ritenuto opportuno effettuare il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente complessivo  $\xi_{tot}$  come suggerito da Di Sarno et al. (2012), secondo cui gli spettri in accelerazione e spostamento relativi alla domanda sismica, possono essere ridotti attraverso un coefficiente di smorzamento totale dato dalla somma di tre differenti componenti:

- Smorzamento strutturale intrinseco ( $\xi_{int}$ ) che una struttura possiede in fase elastica, solitamente pari al 5%.
- Smorzamento isteretico ( $\xi_{ist}$ ) che caratterizza una struttura in fase plastica. Tale coefficiente è pari a zero nel caso di comportamento elastico.
- Smorzamento viscoso aggiunto ( $\xi_{vis}$ ), dovuto ai sistemi di dissipazione viscosa installati nella struttura. Tale coefficiente è pari a zero nel caso di sistemi dissipativi isteretici ovvero con attrito.

$$\xi_{tot} = \xi_{int} + \xi_{ist} + \xi_{vis} \sqrt{\mu} \quad (4)$$

dove  $m$  è la duttilità del sistema nella direzione considerata.

Per la tipologia di dissipatori di Tipo A, presi in considerazione in questo lavoro lo smorzamento totale è stato calcolato in accordo con l'Equazione 4. Nel caso dei dissipatori di Tipo B, invece, tale equazione è stata semplificata in:

$$\xi_{tot} = \xi_{int} + \xi_{ist} \quad (5)$$

Al fine di quantificare il guadagno netto ottenuto grazie al posizionamento dei dissipatori si è ritenuto necessario calcolare anche lo smorzamento

viscoso equivalente complessivo  $\xi_{tot}$  della struttura solamente rinforzata. Di seguito si riportano i risultati ottenuti nei 3 casi analizzati per poterne fare un confronto, ipotizzando la duttilità corrispondente alla massima capacità di spostamento del sistema.

#### 4.4.1.1 Struttura rinforzata

Dalle quattro analisi pushover più significative sono stati ricavati i valori degli spostamenti di snervamento e ultimi (Figure da 51 a 5a), con i quali è stato possibile determinare la duttilità (Tabella 6).

Tabella 6 - Parametri della curva a 1 GDL – modello con soli controventi metallici

Curva pushover	$d_y^*$ [m]	$d_u^*$ [m]	$\mu_{spost}$
PUSH X modale	0.111	0.317	2.86
PUSH X uniforme	0.101	0.264	2.61
PUSH Y modale	0.085	0.238	2.80
PUSH Y uniforme	0.083	0.283	3.41

Tabella 7 - Parametri impiegati per la determinazione dello smorzamento viscoso equivalente complessivo modello con soli controventi metallici

Curva pushover	$q_h$	$\mu_{spost}$	$\xi_{int}$	$\xi_{ist}$	$\xi_{vis}$	$\xi_{tot}$
PUSH X modale	0.5	2.86	0.05	0.1917	0.00	<b>24.17%</b>
PUSH X	0.5	2.61	0.05	0.1821	0.00	<b>23.21%</b>
PUSH Y modale	0.5	2.80	0.05	0.1896	0.00	<b>23.96%</b>
PUSH Y	0.5	3.41	0.05	0.2085	0.00	<b>25.85%</b>

Figura 51  
Confronto capacità -  
domanda (PUSH X modale)  
- modello con soli controventi  
metallici.

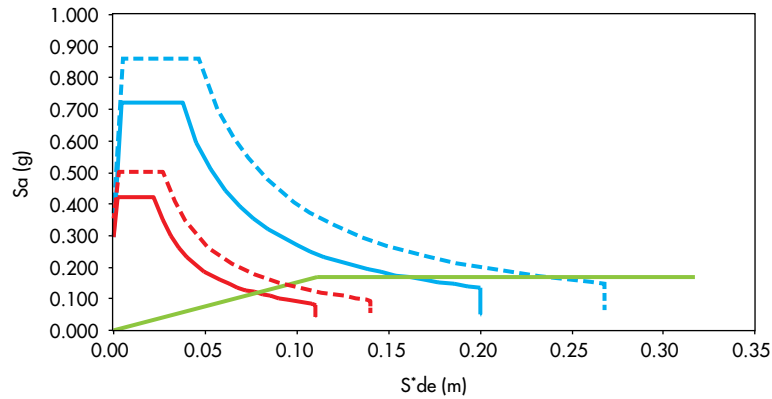
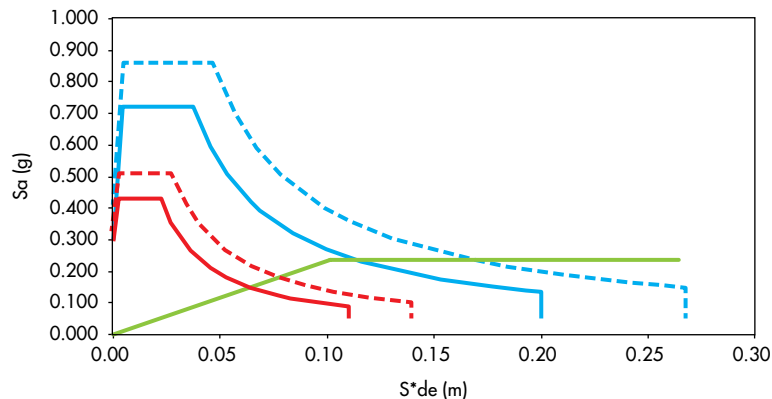


Figura 52  
Confronto capacità -  
domanda (PUSH X uniforme)  
- modello con soli controventi  
metallici.



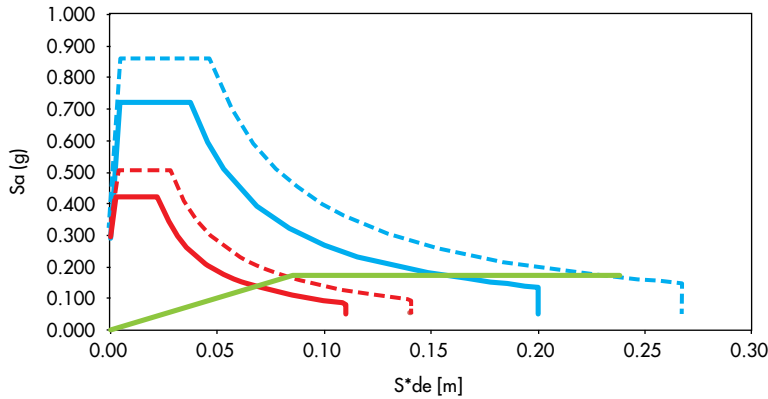


Figura 53  
Confronto capacità -  
domanda (PUSH Y modale)  
- modello con soli controventi  
metallici.

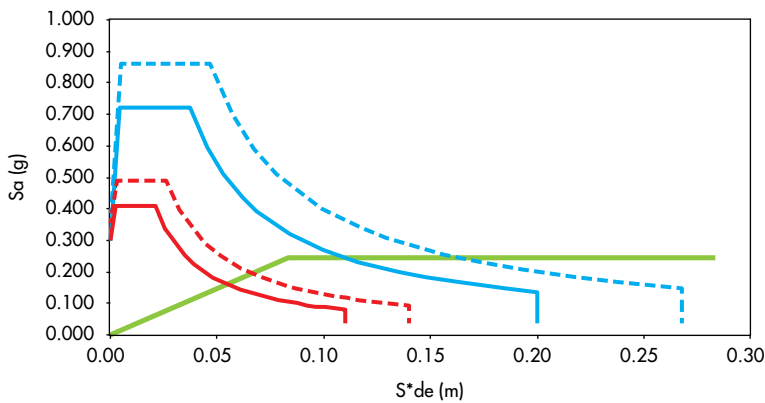


Figura 54  
Confronto capacità -  
domanda (PUSH Y uniforme)  
- modello con soli controventi  
metallici.

4.4.1.2 *Struttura rinforzata con inserimento di sistemi dissipativi aggiuntivi di Tipo A*

Dalle quattro analisi pushover più significative sono stati ricavati i valori di resistenza al taglio di snervamento e ultima, grazie a questi è stato possibile ricavare la rigidezza iniziale  $K_0$ , la rigidezza di post snervamento e la duttilità (Fi-

gure da 55 a 58 e Tabella 8).

4.4.1.3 *Struttura rinforzata con inserimento di sistemi dissipativi aggiunti Tipo B*

Dalle quattro analisi pushover più significative sono stati ricavati i valori degli spostamenti di snervamento e ultimi (Figure da 59 a 62 e Tabella 10).

Tabella 8 - Parametri della curva ad 1 GDL - Tipo A

Curva pushover	$F_y^*$ [kN]	$F_u^*$ [kN]	$K_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_y$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$d_y^*$ [m]	$d_u^*$ [m]	$\mu_{spost}$
PUSH X modale	9300	10319	75610	6102	0.123	0.290	2.36
PUSH X uniforme	12000	13751	120000	17167	0.100	0.202	2.02
PUSH Y modale	8400	9382	103704	5916	0.081	0.247	3.05
PUSH Y uniforme	11235	12639	145909	9360	0.077	0.227	2.95

Tabella 9 - Parametri impiegati per la determinazione dello smorzamento viscoso equivalente complessivo - Tipo A

Curva pushover	$q_h$	$\mu$	$h$	$K_y$	$K_0$	$K_y/K_0$	$\xi_{int}$	$\xi_{ist}$	$\xi_{vis}$	$\xi_{tot}$
PUSH X modale	0.5	2.36	0.2	6102	75610	0.080701	0.05	0.170	0.061	<b>31.32%</b>
PUSH X uniforme	0.5	2.02	0.2	17167	120000	0.143056	0.05	0.149	0.048	<b>26.73%</b>
PUSH Y modale	0.5	3.05	0.2	5916	103704	0.057044	0.05	0.198	0.072	<b>37.44%</b>
PUSH Y uniforme	0.5	2.95	0.2	9360	145909	0.06415	0.05	0.195	0.070	<b>36.51%</b>

Tabella 10 - Parametri della curva ad 1 GDL - Tipo B

Curva pushover	$d_y^*$ [m]	$d_u^*$ [m]	$\mu_{spost}$
PUSH X modale	0.112	0.303	2.71
PUSH X uniforme	0.099	0.227	2.29
PUSH Y modale	0.087	0.279	3.21
PUSH Y uniforme	0.083	0.277	3.34

Figura 55  
 Confronto capacità -  
 domanda (PUSH X modale)  
 - modello con sistemi  
 dissipativi aggiuntivi Tipo A.

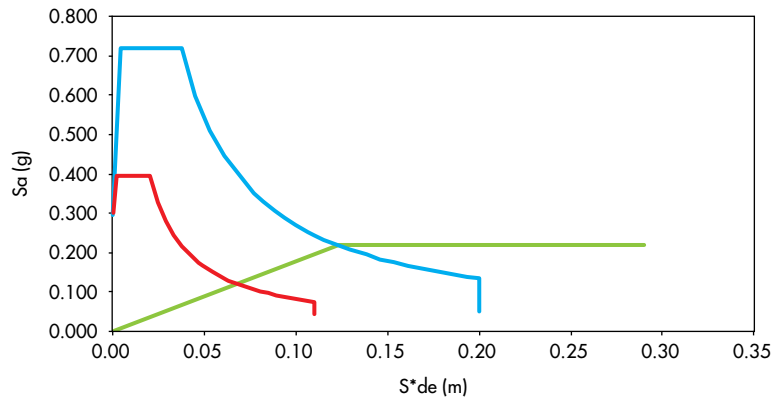


Figura 56  
 Confronto capacità -  
 domanda (PUSH Y modale)  
 - modello con sistemi  
 dissipativi aggiuntivi Tipo A.

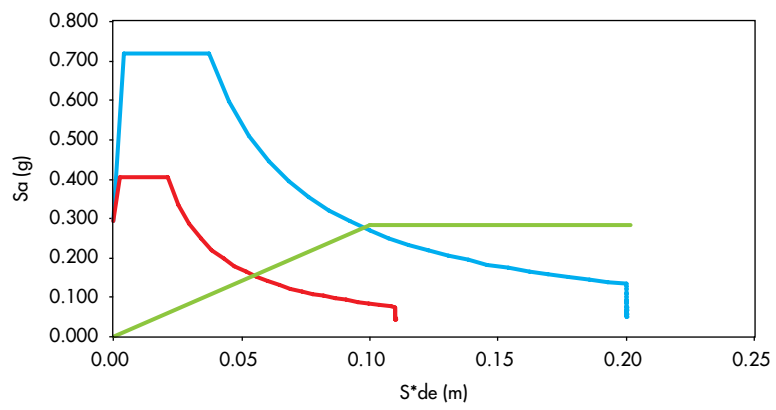


Figura 57  
 Confronto capacità -  
 domanda (PUSH Y uniforme)  
 - modello con sistemi  
 dissipativi aggiuntivi Tipo A.

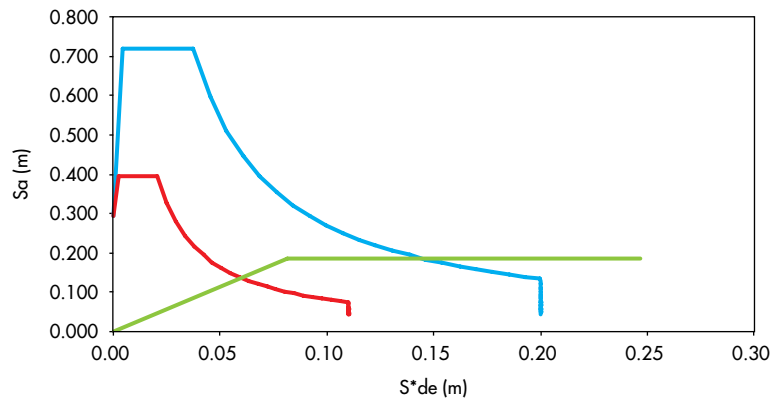


Figura 58  
 Confronto capacità -  
 domanda (PUSH X modale)  
 - modello con sistemi  
 dissipativi aggiuntivi Tipo A.

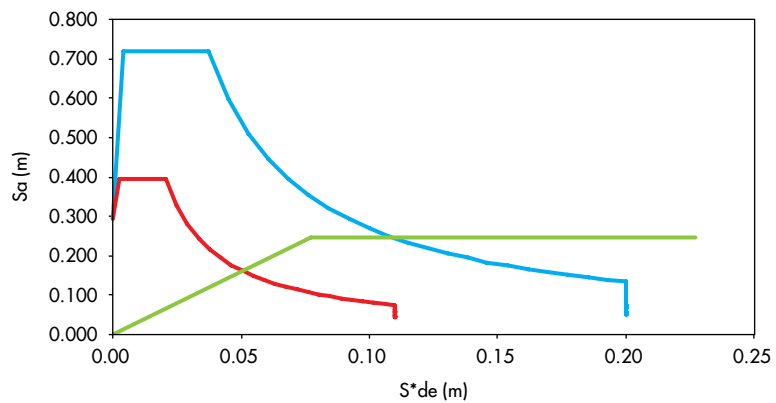


Tabella 11 - Parametri impiegati per la determinazione dello smorzamento viscoso equivalente complessivo - Tipo B

Curva pushover	$q_h$	$\mu_{spost}$	$\xi_{int}$	$\xi_{sist}$	$\xi_{vis}$	$\xi_{tot}$
PUSH X modale	0.5	2.71	0.05	0.186	0.00	23.60%
PUSH X	0.5	2.29	0.05	0.166	0.00	21.63%
PUSH Y modale	0.5	3.21	0.05	0.203	0.00	25.30%
PUSH Y	0.5	3.34	0.05	0.207	0.00	25.66%

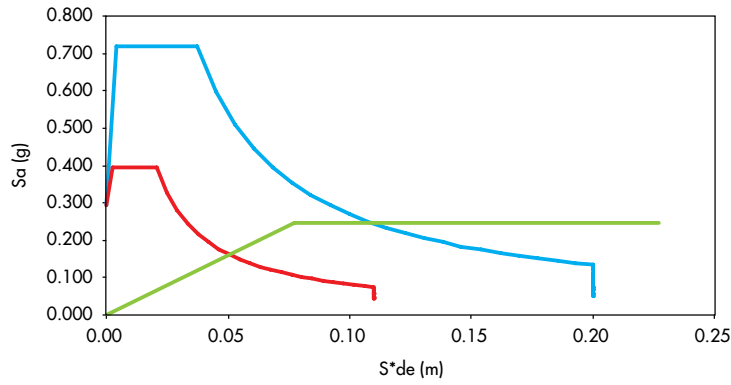


Figura 59  
Confronto capacità -  
domanda (PUSH X modale)  
- modello con sistemi  
dissipativi aggiuntivi Tipo B.

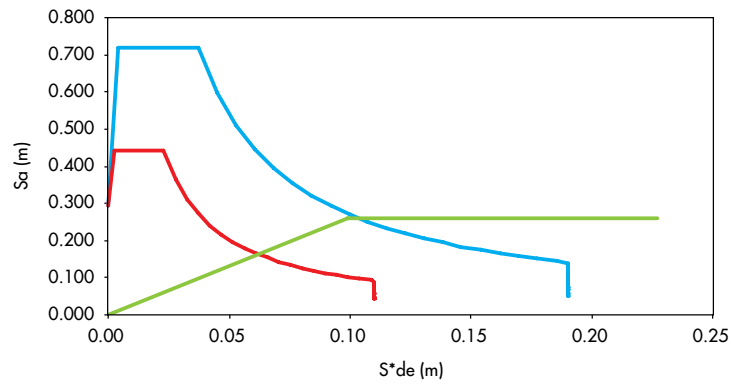


Figura 60  
Confronto capacità -  
domanda (PUSH X uniforme)  
- modello con sistemi  
dissipativi aggiuntivi Tipo B.

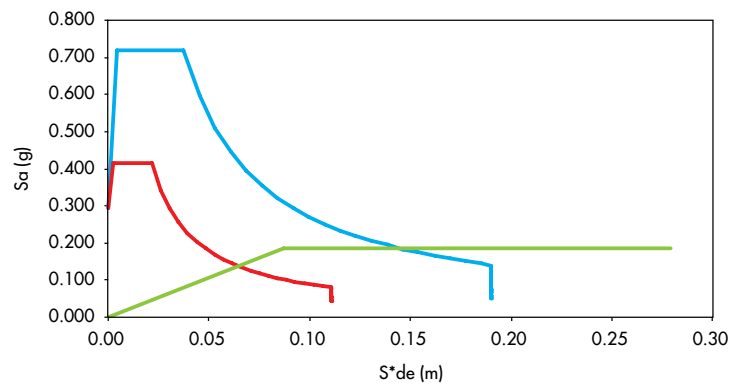


Figura 61  
Confronto capacità -  
domanda (PUSH Y modale)  
- modello con sistemi  
dissipativi aggiuntivi Tipo B.

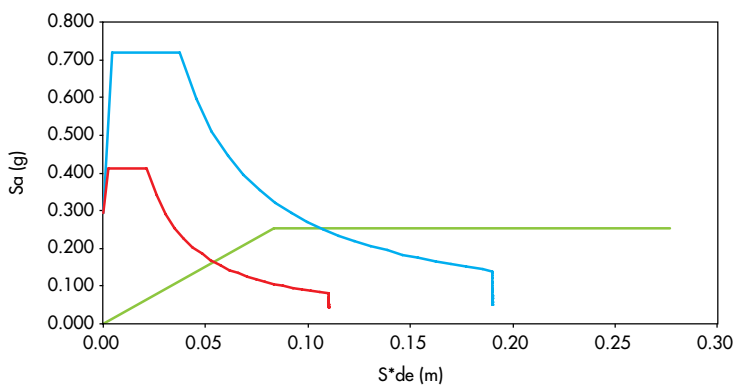


Figura 62  
Confronto capacità -  
domanda (PUSH Y uniforme)  
- modello con sistemi  
dissipativi aggiuntivi Tipo B.



#### 4.4.2 Confronto

In Tabella 12 si può notare come il valore dello smorzamento viscoso equivalente della struttura con i soli rinforzi e quella con gli smorzatori di Tipo B siano simili; c'è da tener presente, però, che nel caso dei soli controventi metallici si verificherebbe un danneggiamento di travi e pilastri notevole, mentre nel caso in cui venissero inseriti gli smorzatori di Tipo B, sarebbero gli smorzatori stessi a danneggiarsi e non gli elementi portanti della struttura. Un'ulteriore considerazione riguarda il fatto che i valori di smorzamento riportati in tabella, così come i corrispondenti spettri ridotti riportati nelle precedenti Figure 51 ÷ 62, rappresentano un valore teorico in funzione della duttilità massima del sistema, valutata in base allo spostamento ultimo della bilineare. La duttilità attesa ed effettivamente sviluppata è minore, poiché funzione della domanda in spostamento (individuabile dall'intersezione del ramo elastico della bilineare con lo spettro elastico). Anche il reale livello di smorzamento atteso è minore, in alcuni casi anche dell'ordine del 10%, tuttavia le considerazioni riportate nel precedente capoverso sono valide. In sostanza, sembra esistere un margine di relativa incertezza circa la stabilità e l'efficienza dei sistemi aggiuntivi per tutti i cicli

dell'evento sismico sollecitante. Questa considerazione, unitamente ad un'altra legata all'entità dello spostamento di attivazione dei sistemi dissipativi, ha portato ad estendere la ricerca ad una seconda fase, come di seguito descritto.

### 5. Fase 2: valutazione della risposta strutturale con sistema dissipativo Meldamp®

#### 5.1 Descrizione del sistema dissipativi analizzato

I sistemi dissipativi "tradizionali" analizzati nei precedenti paragrafi raggiungono la deformazione di snervamento che consente di ottenere la maggiore dissipazione di energia per valori di spostamento relativo superiori a 7.5 cm. La struttura esistente, poiché snella, non è in grado di sostenere questi spostamenti, nel senso che i pilastri sono soggetti a fenomeni del second'ordine e quindi il raggiungimento di tale soglia ne potrebbe compromettere il funzionamento.

Dalla considerazione sopraccitata è nata, quindi, l'esigenza di poter fare riferimento ad un sistema dissipativo che si attivi per spostamenti più contenuti, come il caso del sistema MELDAMP®, attualmente in fase di verifica sperimentale, che prevede diverse configurazioni spaziali e di cui si riportano nel seguito alcuni dettagli (Figure da

Tabella 12 - Confronto dei valori dello smorzamento viscoso equivalente complessivo

Curva pushover	$\zeta_{tot}$ (soli controventi)	$\zeta_{tot}$ (tipo A)	$\zeta_{tot}$ (tipo B)
PUSH X modale	24.17%	31.32%	23.60%
PUSH X	23.21%	26.73%	21.63%
PUSH Y modale	23.96%	37.44%	25.30%
PUSH Y	25.85%	36.51%	25.66%

Figura 63  
Sistema MELDAMP®  
- configurazione 01.

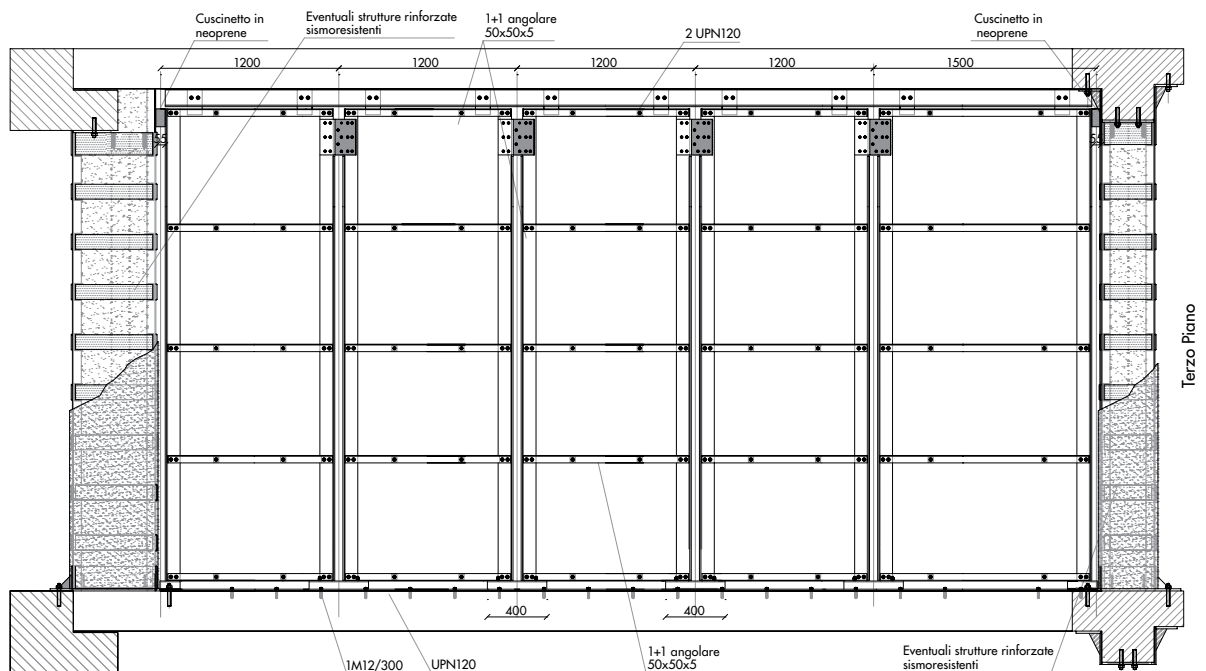
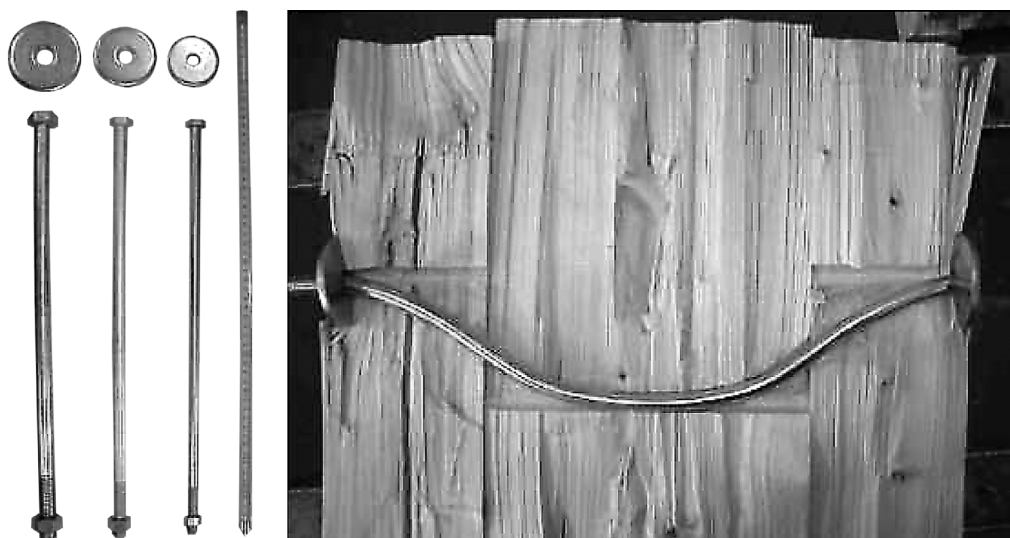




Figura 66  
 Prove sperimentali condotte da Palastrì (2010): bulloni integri prima e dopo la prova sperimentale.



63 a 66). Una singola maglia di tale sistema è composta da:

- Elementi diagonali in acciaio S355 (tubolari 90 x 90 x 5.9) ancorati ai pilastri in c.a. esistenti rinforzati.
- Elementi sommitali suddivisi in:
  - Maglie trasversali (MD1 e MD2): tubolari 140 x 140 x 8;
  - Maglie longitudinali (MD3): sfruttano gli UPN 140 già presenti all'intradosso delle travi in c.a.
- Elemento link, composto da tre pannelli in fibre di legno a media densità (MDF) di spessore 19 mm ciascuno, sui quali sono incollate lamiere di acciaio S355 di spessore 3 mm, collegati da bulloni di classe 8.8 di piccolo diametro (4 M8 per le maglie MD1-MD2, 4M6 per le MD3).

## 5.2 Modellazione

Si riporta nel seguito lo studio svolto sul Corpo C del Policlinico di Modena, su cui sono stati applicati i sistemi dissipativi descritti nel paragrafo precedente.

La valutazione della risposta sismica della struttura, analizzata mediante il codice di calcolo EnExSys, è effettuata attraverso un nuovo modello tridimensionale (Figure 67 e 68) in cui ogni elemento strutturale è restituito rispettando le sue specifiche dimensioni lineari e la sua armatura longitudinale. Si pone l'accento sul fatto che sono stati modellati anche i rinforzi inseriti in corrispondenza delle travi e dei diagonali delle maglie di controvento.

Trattandosi di un edificio pluripiano in calcestruzzo armato, è stato imposto il vincolo di piano rigido, vale a dire che i gradi di libertà di

ogni piano sono ridotti a tre: le due traslazioni e la rotazione di piano, con il vincolo di mantenere invariate le mutue distanze tra ogni nodo nel piano orizzontale. Alla base dei pilastri sono stati applicati plinti su pali.

La modellazione delle maglie dissipative da inserire nell'edificio prevede due tipologie, a seconda che la maglia sia longitudinale o trasversale. In dettaglio, per i tubolari metallici sono stati utilizzate le corrispondenti sezioni presenti nel database del programma. Il sistema dissipativo, invece, è stato modellato attraverso elementi di dimensioni e caratteristiche tali da riprodurre il comportamento dell'unione bullonata sui pannelli MDF nelle condizioni dello spostamento di piano limite, imposto pari a 15 mm. Poiché sono previste analisi sia non-lineari, sia lineari, ogni tipologia di maglia è stata sviluppata mediante due modelli distinti: nel primo (modello non-lineare) è associato un comportamento elasto-plastico del dissipatore, nel secondo (modello lineare) è simulato, a parità di spostamento e sollecitazione, un comportamento elastico nel dissipatore.

Per quanto riguarda le maglie dissipative trasversali interne (Figura 69), l'elemento dissipatore è modellato come una particolare tipologia di biella, denominata "elemento boundary", caratterizzato da un comportamento bilineare con ramo plastico incrudente. Per ricondursi ad una condizione di sicurezza, in realtà si preferisce adottare una bilineare avente lo stesso ramo elastico, ma con ramo plastico non incrudente, con spostamento massimo pari a 15 mm (Figura 70). La rigidezza elastica del modello bilineare e quella secante del sistema lineare equivalente possono essere calcolate rispettivamente come

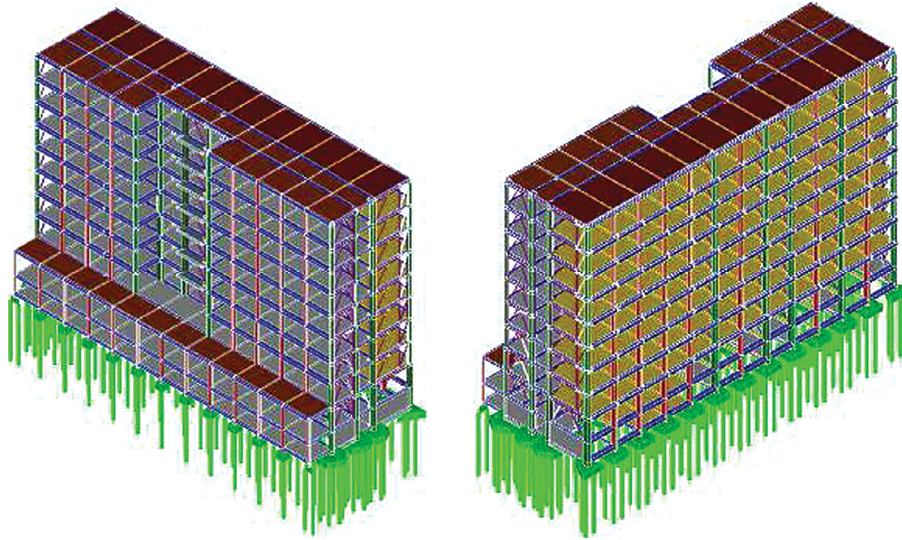


Figura 67  
Policlinico Modena, modello tridimensionale.

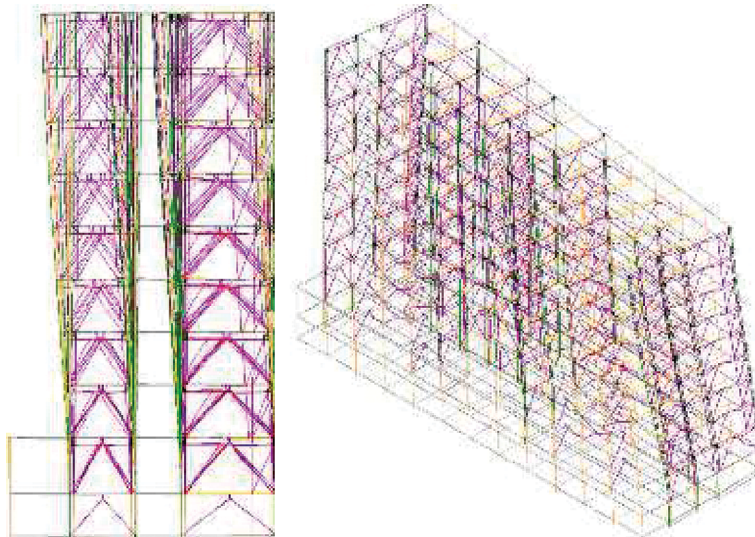


Figura 68  
Principali risultati dell'analisi modale condotta sul modello ad elementi finiti del Policlinico di Modena: direzione trasversale (angolo di ingresso 90°), modo n. 2, periodo di vibrazione T2=1.50 s, massa partecipante 44%.

segue:

$$K_e = \frac{F_y}{d_y} = \frac{55.62 \text{ kN}}{0.118 \text{ cm}} = 470.3 \text{ kN/cm}$$

(6)

$$K_{\text{sec}} = \frac{F_u}{d_u} = \frac{120.6 \text{ kN}}{1.5 \text{ cm}} = 80.4 \text{ kN/cm}$$

### 5.3 Valutazione preliminare semplificata della risposta delle singole maglie dissipative

Come detto in precedenza, la funzione di queste nuove maglie è di conferire alla struttura un incremento di capacità dissipativa, e conseguentemente di smorzamento, tale da soddisfare i requisiti di sicurezza pari al 60% di quelli di una nuova costruzione. Per fare una prima stima di tale beneficio, anche in considerazione delle scarse indicazioni fornite dalla normativa sulla valutazione delle prestazioni sismiche di strutture

esistenti con dissipatori, si è ritenuto significativo sviluppare un calcolo, ancorché in via approssimata e semplificata, dello smorzamento totale equivalente  $\xi_{\text{tot}}$  della singola maglia.

A tal fine è stata determinata la curva forza – spostamento dell'unione bullonata valutandone la resistenza caratteristica a snervamento  $F_y$  ed il relativo spostamento  $d_y$ . Fissato poi il livello di spostamento massimo pari a 15 mm (compatibilmente con lo spostamento di piano massimo individuato per l'edificio sulla base di analisi non lineari), si ricava la forza  $F_u$  ad esso corrispondente.

La resistenza caratteristica del collegamento bullonato tra i pannelli in legno è calcolata seguendo le indicazioni della norma CNR DT 206-2007, cap. 7.8 "Resistenza di collegamenti con mezzi di unione metallici a gambo cilindrico". Per le caratteristiche geometriche e meccaniche



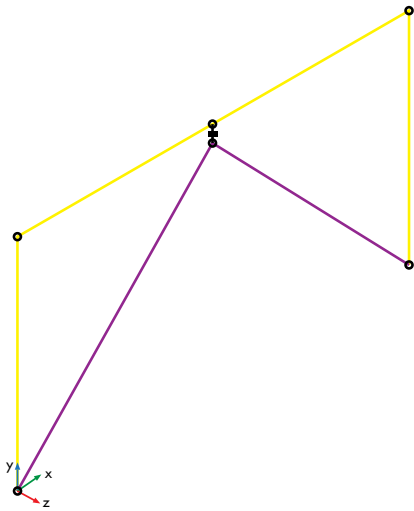


Figura 69 Modellazione della maglia trasversale interna.

Figura 70 Determinazione della curva di capacità mediante modello bilineare equivalente.

Figura 71 Rottura del collegamento- III modo: rifollamento del legno e snervamento del connettore.

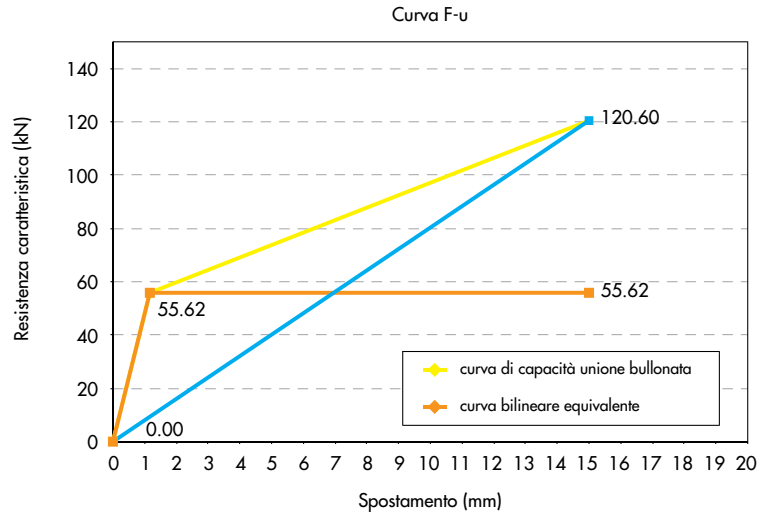
dei connettori e degli elementi connessi (pannelli MDF), si assume che la rottura del sistema dissipativo avvenga per rifollamento del legno e snervamento del connettore con formazione di due o più cerniere plastiche (Figura 71). La resistenza del singolo connettore, per un solo piano di taglio, va incrementata  $F_{ax,Rk}/4$  di per considerare l'effetto tirante, dove il numeratore della precedente formula corrisponde alla resistenza caratteristica all'estrazione. La forza di snervamento  $F_y$  dell'intero collegamento, quindi, è valutata in Tabella 13 per il caso di 4 connettori e 2 piani di taglio.

Il passo successivo consiste nella determinazione dello spostamento di snervamento  $d_y$  al fine di calcolare la rigidezza del collegamento. La CNR 206-2007 individua al §7.11 la rigidezza  $K_{ser}$  per singolo connettore e singolo piano di taglio

attraverso la relazione:  $K_{ser} = \rho_k^{1.5} d/20$ , dove  $d$  è il diametro efficace della barra in mm, mentre  $\rho_k$  è la massa volumica caratteristica del legno in  $kg/m^3$ . I valori calcolati sono riassunti in Tabella 14.

Imposto lo spostamento ultimo  $d_u$  pari a 15 mm, facendo riferimento ai dati sperimentali ricavati dal lavoro di Polastri (2010) e nota la resistenza allo spostamento massimo di progetto  $F_{u,d}$ , è possibile costruire la curva di capacità della connessione e la bilineare corrispondente (Tabella 15).

Ipotizzando la risposta simmetrica dell'acciaio in trazione e compressione (a meno di fenomeni indesiderati), si estende il grafico relativo alla curva di capacità come rappresentato in Figura 72 relativamente ad una singola maglia composta da 4 bulloni, 3 pannelli, 2 piani di taglio.



Modi di rottura	Valori caratteristici di resistenza a taglio
<p>I<sub>A</sub></p>	$R_k = f_{h,1,k} t_1 d$
<p>I<sub>B</sub></p>	$R_k = 0,5 \cdot f_{h,2,k} t_2 d$
<p>II<sub>A</sub></p>	$R_k = 1,1 \frac{f_{h,1,k} d t_1}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right]$
<p>III</p>	$R_k = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d}$

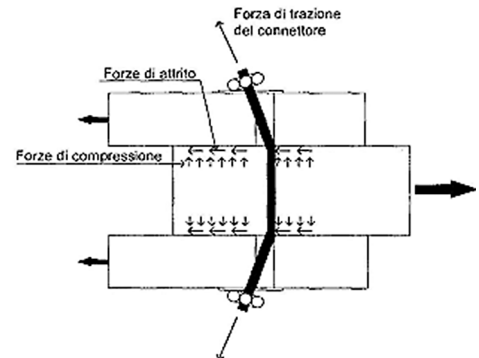




Tabella 13 - Calcolo della resistenza complessiva per i 4 connettori su due piani di taglio (collegamento legno-legno, due sezioni resistenti)

		Modo Ia	Modo Ib	Modo IIa	Modo III
Metodo Johansen	[kN]	5.47	2.73	3.91	<b>5.56</b>
Effetto fune/effetto tirante	[kN]			0.98	<b>1.39</b>
Resistenza caratteristica a taglio (1 piano di taglio)	[kN]	5.47	2.73	4.88	<b>6.95</b>
Resistenza caratteristica a taglio (2 piani, 1 connettore)	[kN]	10.93	5.47	9.77	<b>13.91</b>
Resistenza caratteristica a taglio totale (nef connettori)	[kN]	43.73	21.87	39.07	<b>55.62</b>
Resistenza di progetto Rd	[kN]	<b>43.73</b>	<b>21.87</b>	<b>39.07</b>	<b>55.62</b>

Tabella 14 - Calcolo della rigidità del collegamento

Rigidità iniziale (1 bullone, 1 piano di taglio)	K <sub>ser</sub>	6.63	[kNmm]
Rigidità iniziale (1 bullone, 2 piani di taglio)	K <sub>ser,2</sub>	13.25745	[kNmm]
Rigidità iniziale complessiva (4 bulloni, 2 piani di taglio)	K <sub>ser,tot</sub>	53.03	[kNmm]

Tabella 15 - Calcolo degli spostamenti

Spostamento al limite elastico	u <sub>y</sub>	1.18	[mm]
Spostamento max di progetto	u <sub>d</sub>	15.00	[mm]
Resistenza di snervamento	F <sub>y</sub>	55.62	[kN]
Resistenza allo spostamento max di progetto	F <sub>u,15</sub>	120.60	[kN]

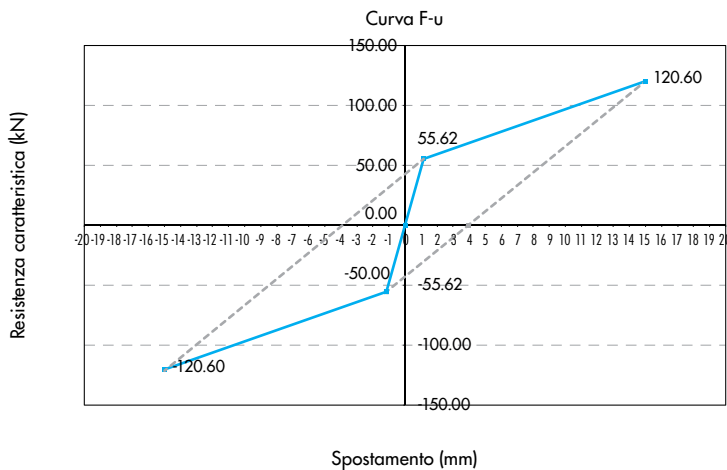


Figura 72 Estensione della curva di capacità della connessione in considerazione della capacità dell'acciaio.

Per ottenere l'energia dissipata dall'intero edificio lungo una data direzione, in via approssimata, si moltiplica l'energia dissipata dalla singola maglia per il numero di maglie di un piano e per il numero di piani.

I valori ottenuti dalla stima dell'energia dissipata lungo le due direzioni ortogonali sono riassunti

in Tabella 16.

La componente di smorzamento isteretico  $\xi_{\text{ist}}$  relativa al ciclo di ampiezza massima è stata calcolata come (Priestley et al., 2007):

$$\xi_{\text{ist}} = \frac{A_d}{2\pi \cdot F_{\text{max}} \cdot d_u} \quad (7)$$

Tabella 16 - Prima stima dell'energia dissipata dall'intero edificio lungo le due direzioni trasversale e longitudinale

	Energia dissipata Unitaria	n° maglie	n° piani	Energia dissipata
	[kN mm]	[-]	[-]	[kN mm]
Trasversale	1383.3	8	10	110667
Longitudinale	1596.2	4	10	63848

dove:

- $A_d$  è l'energia complessivamente dissipata per ciascuna delle due direzioni, longitudinale e trasversale;
- $d_u$  e  $F_{max}$  sono, rispettivamente, la capacità di spostamento e la capacità resistente massima del ciclo forza – spostamento dell'intera struttura.

Lo smorzamento complessivo, valutato come la somma del contributo viscoso convenzionale ( $\xi=5\%$ ) e di quello isteretico è pari a:  $\xi_{eq} = \xi_{prog} + \xi_{ist} = 5 + 2.73 = 7.73\%$ .

#### 5.4 Valutazione approssimata del fattore di smorzamento equivalente mediante pushover e confronto domanda - capacità

In questa fase sono confrontate le curve di capacità dell'edificio C ottenute tramite tre differenti famiglie di analisi pushover: a) edificio non rinforzato, b) edificio rinforzato privo di maglie dissipative, c) edificio rinforzato con maglie dissipative. In Figura 73 è riportato il confronto nel caso di distribuzione di forze laterali proporzionale alle masse e di angolo di incidenza del sisma pari a  $90^\circ$ .

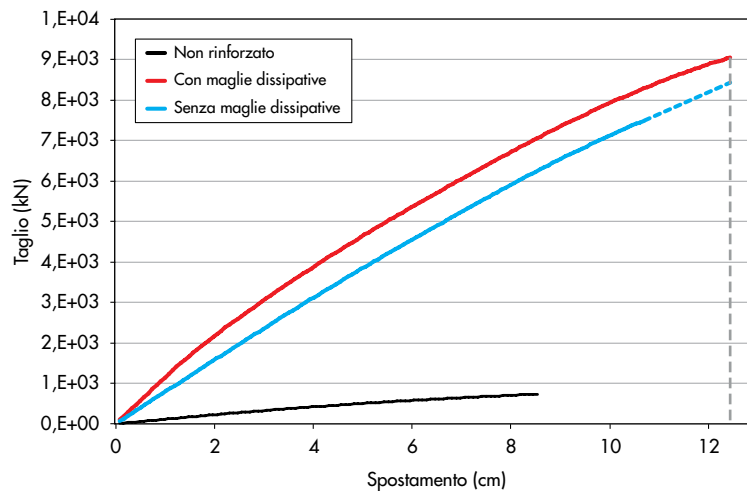
Se si considera uno spostamento pari alla massima capacità della struttura rinforzata con maglie dissipative (curva rossa), la differenza tra le aree sottese da questa curva e da quella della struttura rinforzata senza maglie dissipative (curva azzurra) può essere intesa, in via approssimata e a meno di valutazioni relative al ramo di scarico<sup>6</sup>, come l'incremento dell'energia dissipata dovuto

alla presenza dei dispositivi Meldamp. In tabella 17 sono riportati i risultati delle analisi pushover, per ognuna delle distribuzioni di forze considerate e per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in termini di valore medio dello smorzamento isteretico così valutato. Lo smorzamento complessivo, somma del contributo viscoso convenzionale e di quello isteretico, vale  $\xi_{eq} = \xi_{prog} + \xi_{ist} = 5 + 2.89 = 7.89\%$ . Il risultato ottenuto è in sintonia con quanto calcolato nel paragrafo precedente. Una validazione più accurata ed affidabile potrà essere fatta ricorrendo ad analisi in grado di studiare la risposta ciclica dei sistemi. Si riportano, infine, i confronti capacità vs. domanda nel piano ADRS (Figura 74), in cui compaiono sia lo spettro elastico allo SLC ridotto al 60% (in rosso), sia lo stesso spettro scalato per effetto dello smorzamento aggiuntivo (in blu). Appare evidente come la struttura non rinforzata non risulti affatto adeguata rispetto allo spettro di confronto, mentre grazie all'applicazione delle maglie dissipative aggiuntive la struttura sembra essere verificata nei confronti del livello di sicurezza 60% allo SLC.

#### 6. Conclusioni

Il lavoro di ricerca presentato in questo articolo è stato incentrato sulla valutazione delle prestazioni sismiche di una struttura ospedaliera in c.a. già rinforzata mediante controventi metallici. Sono state sviluppate due fasi di valutazione. Nella prima fase si è concentrata l'attenzione sul corpo H dell'ospedale, studiando i possibili

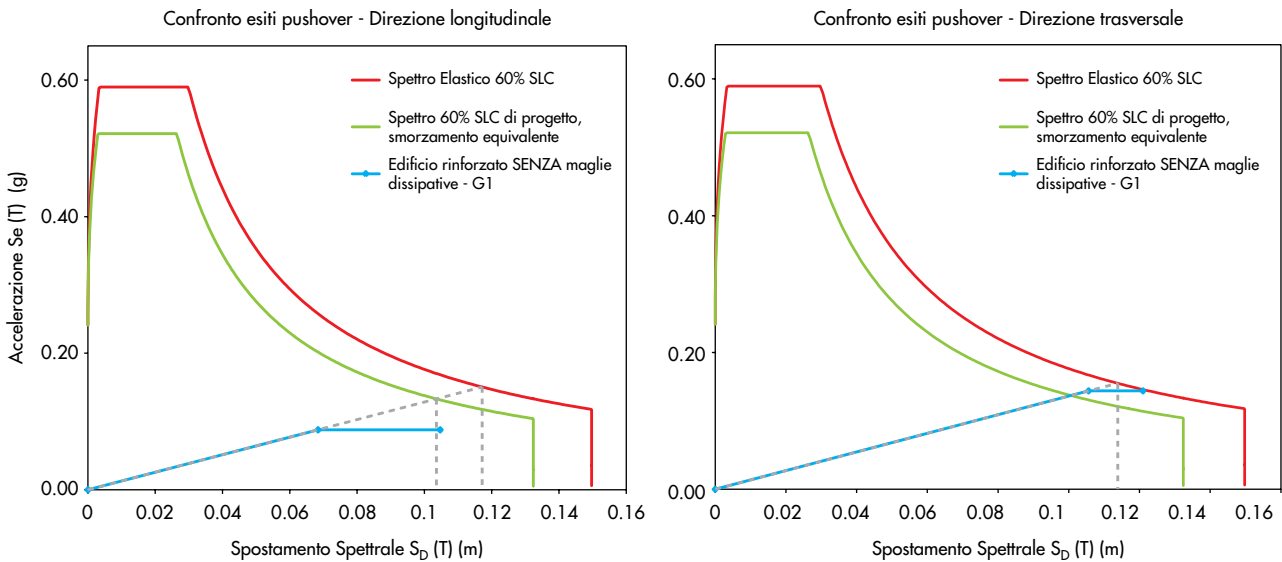
Figura 73  
Curva di capacità ottenuta tramite analisi pushover, distribuzione proporzionale alle masse, direzione ingresso sisma  $90^\circ$ .



<sup>6</sup> Per maggior chiarezza, è da precisare che il calcolo teorico dello smorzamento, basato sulla differenza di area sottesa dalle curve forza-spostamento nelle due differenti configurazioni dissipative, è stato validato attraverso i primi dati sperimentali della ricerca sviluppata presso l'Università di Parma. In particolare, le prove sono state condotte sul sistema Meldamp® "modificato" utilizzando 2 bulloni M8 e considerando uno spostamento limite di 20 mm. L'area sottesa dalla curva sperimentale e dalla curva teorica, a fine prova, differiscono del 10% circa.

Tabella 17 - Incremento di energia dissipata e incremento di smorzamento isteretico medio per le due differenti configurazioni dissipative

Descrizione	Taglio resistente	Spostamento	Area sottesa	Incremento di energia dissipata	Incremento di smorzamento
	$F_{max}$ [kN]	$d_{u min}$ [mm]	A [kN x mm]	$\xi A$ [kN x mm]	$\xi_{ist}$ [%]
Masse 0° - Edificio senza maglie dissipative	7201.59	135.70	585647.62	34722.98	1.13
Masse 0° - Edificio con maglie dissipative	7430.94	135.70	620370.60		
Pseudostatica 0° - Edificio senza maglie dissipative	4639.79	135.80	377511.31	22302.39	1.13
Pseudostatica 0° - Edificio con maglie dissipative	4795.66	135.80	399813.69		
Masse 90° - Edificio senza maglie dissipative	7494.08	107.00	499200.94	152034.60	6.04
Masse 90° - Edificio con maglie dissipative	8281.33	107.00	651235.53		
Pseudostatica 90° - Edificio senza maglie dissipative	4688.46	100.90	265831.45	48414.85	3.26
Pseudostatica 90° - Edificio con maglie dissipative	5370.95	100.90	314246.30		
				<b>Media <math>\xi</math></b>	<b>2.89</b>



benefici apportati sulla risposta sismica globale dall'inserimento di pannelli dissipativi aggiuntivi di due distinte tipologie.

Nella seconda fase è stato studiata la risposta del corpo C con dissipatori aggiuntivi di tipo Meldamp. Gli esiti delle verifiche hanno mostrato come nel caso di inserimento delle maglie dissipative, la struttura studiata sembra essere adeguata a sopportare terremoti con periodo di

ritorno  $T_R = 265$  anni. L'indice di miglioramento, rappresentato dal rapporto tra le accelerazioni di ancoraggio  $a_g/g$  relativa ai massimi terremoti sopportabili in condizioni di sicurezza dopo e prima dell'intervento, è pari a  $I_m = 0.129/0.113 = 1.14$ . Una validazione più efficace dei metodi utilizzati nella fase II di questo lavoro potrà essere fatta mediante analisi più raffinate, studiando la risposta ciclica della struttura.

Figura 74  
Corpo C, confronto capacità - domanda nel piano ADRS: direzione longitudinale a sinistra, direzione trasversale a destra.

**Bibliografia**

Berman J.W., Bruneau M. (2005) - Experimental Investigation of Light - Gauge Steel Plate Shear Walls, J. Struct. Eng. 131(2), 259-267, [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:2\(259\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:2(259)).  
 Consiglio Nazionale delle Ricerche (2008) - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno, - CNR DT 206/2007, rev.

7 ottobre 2008.  
 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2009) - Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.  
 Decreto Legge 6 giugno 2012, n. 74 (2012) - Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova,

- Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012.
- Di Sarno L., Di Ludovico M., Prota A. (2012) - Aspetti di analisi e Progettazione di controventi dissipative per l'adeguamento sismico di strutture esistenti in calcestruzzo armato, *Progettazione Sismica* n. 2-2012.
- D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988) - Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- Mazzolani F.M., Della Corte G., Faggiano B. (2003) - An intelligent demolition: An existing gravity-load design reinforced concrete building used for testing of different seismic upgrading techniques, *Proceedings of the International Conference 'Structural Diseases and Reliability'*, Napoli, 15-16 May, ed. CUEN Napoli, Italia, pp. 167-178.
- Mazzolani F.M., Della Corte G., Faggiano B. (2004) - Full scale testing and analysis of innovative techniques for seismic upgrading of r.c. buildings, *Proceedings of the Colloquium dedicated to the 70th anniversary of Prof. Victor Gioncu – Recent Advances and New Trends in Structural Design*, May 7-8, Timisoara, Romania.
- Mazzolani F.M., Della Corte G., Faggiano B. (2004) - Seismic upgrading of rc buildings by means of advanced techniques: the ILVA-IDEM project. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 1-6 August.
- Mazzolani F.M., De Matteis G., Landolfo R. (2001) - Contributing Effect of Cladding Panles in the Seismic Design of MR Seel Frames, *Proceedings of the International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*, Cape Town, South Africa, April 2-4.
- Mazzolani F.M., Landolfo R., Della Corte G., Faggiano B. (2006) - Edifici con Struttura di Acciaio in Zona Sismica, IUSS Press, Pavia.
- Menegotto M., Pinto P.E. (1973) - Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending' *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, (ABSE) Lisbon, Portugal, pp. 15-22.
- Mohammadi M, Akrami V. (2010) - An engineered infilled frame: behavior and calibration, *J Constr Steel Res*; 66: 842-849.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007) - *Displacement-Based Seismic Design of Structures'* IUSS Press, Pavia.
- Soong T.T., Spencer B.F. (2002) - Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the practice, *Eng Struct*; 24: 243-259.
- Soong T.T., Dargush G.F. (1997) - *Passive energy dissipation systems in structural engineering*, London: Wiley.
- Ikeda Y., Sasaki K., Sakamoto M., Kobori T. (2001) - Active mass driver system as the first application of active structural control, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 30, 1575-1595.
- ATC-51-2 (2003) - *Recommended U.S.-Italy Collaborative Guidelines for Barcing and Anchoring Non-structural Components in Italian Hospitals*.
- Polastri A. (2010) - *Caratterizzazione del comportamento di giunti smeirigidi per strutture lignee in zona sismica*, Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Trento.
- Piazza M., Tomasi R., Crosatti A. (2009) - *Indagine sperimentale su sistemi di connessione legno-legno con elementi a gambo cilindrico ed elementi di superficie*, Collana Scientifica Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale, Rapporto n. 31.
- Polastri A., Tomasi R., Piazza M., Smith I. (2009) - *Moment resisting dowelled joints in timber structures: mechanical behaviour under cyclic deformation tests*, *Proceeding of International Symposium on Timber Structure*, 25-27 June 2009, Istanbul, Turkey, T.C. Haliç Üniversitesi, Istanbul: 187-198.
- Seismosoft (2014) - *SeismoStruct v7.0 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*, available from <http://www.seismosoft.com>.

## Gli autori

### Federica Bianchi

Laureata in Ingegneria Edile-Architettura nel 2006 presso l'Università degli Studi di Pavia, ha conseguito un Master dal titolo "Seismic vulnerability assessment of a Hospital building" presso la Rose School – IUSS di Pavia. Attualmente svolge attività di ricerca presso la Fondazione Eucentre di Pavia all'interno dell'area "Analisi strutturale". In particolare è impegnata nell'ambito della modellazione, analisi non lineare e verifica di strutture esistenti in c.a., della valutazione comparativa di software di calcolo strutturale e della realizzazione di manuali di progettazione. È collaboratrice alla didattica dei corsi universitari "Strutture in muratura e strutture esistenti" e "Progetto di Strutture" e docente di corsi di aggiornamento per professionisti. Ha pubblicato articoli su rivista ed a conferenze nazionali ed internazionali.

### Roberto Nascimbene

Laureato in Ingegneria Civile presso l'Università di Pavia, ha conseguito il Dottorato nel 2003 in "Sail Modelling for maximal speed optimum design" presso la medesima Università. All'interno del Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) di Pavia è responsabile dell'area di ricerca "Analisi Strutturale" e della Formazione Professionale. È inoltre Docente incaricato presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Pavia, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura e membro del Consiglio dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pavia per il quadriennio 2013-2017. Ha pubblicato numerosi articoli su rivista ed a convegni nazionali ed internazionali, di cui è stato anche relatore, ed è coautore del libro "Progettare i gusci" (ISBN 978-88-6198-061-7).

Svolge l'attività di relatore in seminari e corsi in svariati ambiti fra i quali analisi, modellazione e verifica sismica di edifici esistenti in c.a., codici normativi internazionali per le strutture, analisi della vulnerabilità sismica dei serbatoi in acciaio.

#### **Emanuele Brunesi**

Ingegnere Civile laureatosi nel 2007 presso l'Università degli Studi di Pavia, ha conseguito nel 2010 il Master in Ingegneria sismica presso la European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School) nel 2014 ed il Dottorato di Ricerca in Ingegneria Sismica nel 2014 presso la Understanding and Managing Extremes (UME) School - IUSS di Pavia.

È attualmente un collaboratore dell'area di ricerca "Analisi Strutturale" presso la Fondazione Eucentre di Pavia. Ha pubblicato svariati articoli su rivista ed a convegni nazionali ed internazionali, di cui è stato anche relatore.

#### **Davide Bellotti**

Ingegnere Civile, ha conseguita la Laurea Specialistica presso l'Università degli studi di Pavia nel 2007 discutendo una tesi riguardante l'"Analisi comparativa della progettazione in zona sismica di strutture industriali in c.a.p. e in acciaio". Si occupa di progettazione, modellazione, analisi e verifica sismica di strutture prefabbricate all'interno dell'area di ricerca "Analisi Strutturale" del Centro Europeo di Formazione e Ricerca in

Ingegneria Sismica (Eucentre).

Svolge l'attività di relatore in seminari e corsi nell'ambito del progetto di edifici prefabbricati di nuova costruzione, dell'adeguamento sismico di edifici prefabbricati esistenti e di codici internazionali di calcolo.

Ha svolto attività riguardante la progettazione e l'esecuzione di prove sperimentali su muro di contrasto di sottostrutture prefabbricate.

È inoltre co-autore di articoli scientifici su rivista ed a convegni nazionali ed internazionali, in cui è stato anche relatore.

#### **Luca Melegari**

È Ingegnere Civile-Edile, laureato nel 1985 presso l'Università degli Studi di Bologna con una tesi sulla ristrutturazione ed il recupero di un quartiere del centro storico di Carpi.

Durante la sua attività professionale ha maturato esperienze nel settore dell'Ingegneria Civile e delle Infrastrutture, nell'ambito di Società di Ingegneria e Imprese Generali di Costruzioni di rilevanza nazionale. Il costante riferimento allo sviluppo progettuale ed alla ricerca, condotta in partnership con docenti Universitari dell'area tecnica dell'Ingegneria Civile, ha indirizzato la sua attività verso settori quali la Geotecnica, l'Ingegneria ed il Restauro Strutturale. Ha avuto inoltre modo di progettare e dirigere opere pubbliche di particolare rilevanza.

Ha avuto inoltre modo di condurre opere pubbliche di particolare rilevanza nel settore della Direzione Lavori.