

ارزیابی رفتار لرزه ای ساختمان نیمه پیش ساخته پانلی بر روی میز لرزان

امید رضائی فر

دانشجوی دکتری دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه صنعتی امیر کبیر

محمد زمان کبیر *

دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه صنعتی امیر کبیر

مسعود طاری بخش

دانش آموخته کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه صنعتی امیر کبیر

امیر طهرانیان

دانش آموخته کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه صنعتی امیر کبیر

(تاریخ دریافت ۸۵/۲/۲، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۵/۴/۲۷، تاریخ تصویب ۸۵/۷/۸)

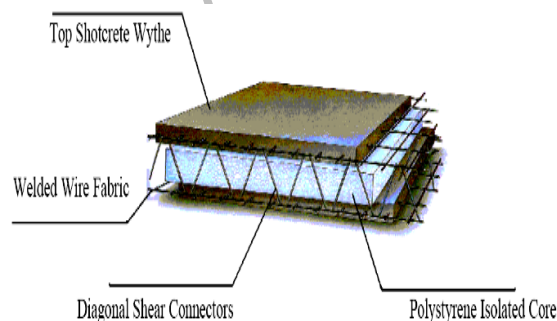
چکیده

در این مقاله به بررسی خصوصیات دینامیکی و رفتار لرزه ای ساختمان یک طبقه ساخته شده با روش پانلهای ساندویچی سبک و استفاده از آزمایش لرزه ای بر روی میز لرزان پرداخته شده است. در این آزمایش ساختمان پانلی یک طبقه با مقیاس کامل با دیوارها و سقفهای از جنس پانل های پیش ساخته سبک، ۳D بوده است. مدل تحقیقی ساختمان مذکور بر روی میز لرزان دانشگاه صنعتی شریف ساخته شده و تحت رکورد زلزله های مختلف مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق عملکرد لرزه ای سیستم سازه ای فوق تحت بارهای دینامیکی از جمله، مشخصات خطی و غیرخطی سازه، تغییر شکل سازه، چگونگی توزیع سختی و مکانیزم خرابی مورد بررسی قرار گرفته است. جهت بررسی بیشتر آنالیز اجزا محدود نمونه مورد آزمایش انجام شد. در این خصوص جهت تطبیق نتایج حاصله از اجزا محدود با نتایج حاصل از آزمایش، مقایسه پاسخ ها در هر دو حالت انجام گرفت. نتایج کیفی و کمی مناسب بدست آمده از این آزمایش می تواند راهگشای مشکلات تحلیل و طراحی دینامیکی این سیستم نوین باشد.

واژه های کلیدی: آنالیز دینامیکی - میز لرزان - پانل های ساندویچی - بارگذاری لرزه ای

مقدمه

محوری پانل ها، آزمایش دیوارها تحت بارهای برشی سیکلی، آزمایش خمش سیستم های ترکیبی سقفی، آزمایش استاتیکی بارگذاری سقفی و آزمایش ارتعاش محیطی اشاره نمود.



شکل ۱: نمای سه بعدی پانل های ساندویچی [۸].

با توجه به عملکرد سازه ای و تاسیساتی مناسب سیستم پانل های ساندویچی، این دیوارها به عنوان دیوارهای باربر و غیر باربر ساختمانی استفاده می گردند. با توجه به عدم وجود پارامترهای مهندسی در بدو رواج این سیستم، نیاز به شناخت دقیق و کامل رفتار سازه ای این سیستم، بسیار ضروری است. رفتار استاتیکی مختلف این سیستم با آزمایشهای تحقیقاتی مخرب و غیر مخرب تاکنون مورد ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس آزمایش های انجام گرفته بر روی پانل های ساندویچی که در دو نوع سقفی و دیواری تولید می شوند، پارامترهای مربوط به مصالح و رفتار استاتیکی این سیستم در حالات مختلف بررسی شده است. از جمله این تحقیقات می توان به آزمایشات بتن شانکریتی، آزمایشات خمش، برش و فشار

هنگامی که این اجزاء به عنوان یک سیستم یکپارچه عمل می کند منظور تحلیل و در نهایت طراحی این سیستم ها می باشد و با توجه به عدم وجود اطلاعات موجود در زمینه پانل های ساندویچی، نیاز به انجام آزمایش و تحلیل و تأیید تحلیل ها توسط آزمایش با مقیاس مناسب وجود دارد. ذیلا ادبیات موجود تحقیقات در زمینه پانل های ساندویچی 3D مرور می گردد.

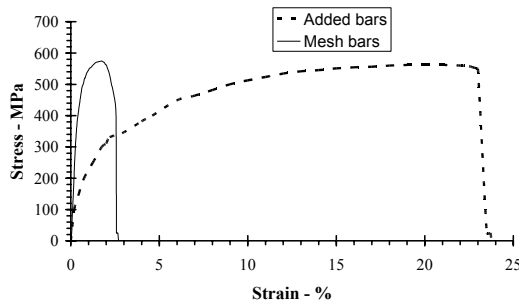
Einea و همکارانش در سال ۱۹۹۴ به منظور افزایش راندمان حرارتی سیستم از برشگیرهای پلیمری به جای مفتول های فلزی استفاده کرده و رفتار خمشی این پانل ها را با مطالعات آزمایشگاهی و عددی بررسی کرده اند [۱]. در سال ۱۹۹۷، Salmon و همکاران حل ریاضی خمش پانل های ساندویچی را با فرض عملکرد نیمه کامپوزیتی با گسترش معادله دیفرانسیل خمش ارائه دادند و از مقایسه آن با مدل اجزاء محدود نشان دادند که مدل ریاضی ارائه شده از دقت بالایی برخوردار است [۲،۳]. در سال ۱۹۹۸ و ۱۹۹۴ حل ریاضی و همچنین اجزاء محدودی برای آنالیز خمشی پانل های ساندویچی بتن پیش تنیده با برشگیرهای خرابی ارائه گردید [۴،۵]. در همین سال Nighawain مقادیر نیروهای برش داخلی را به صورت آزمایشگاهی اندازه گرفته و برشگیرها را براساس آن طراحی نمود [۶]. کبیر و هاشمی نسب در سال ۲۰۰۲ رفتار خمشی و برشی پانل های دیواری را بوسیله یک سری آزمایش به همراه مدل سازی عددی بررسی کردند [۷]. در پروژه آزمایش پانل در شانگ های چین در سال ۱۹۹۷ که یکی از پروژه های مهم انجام شده در شانگهای می باشد پانل های ساندویچی توسط Zhang Lixin و Shi Weixing مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق یک ساختمان ۶ طبقه مورد آزمایش قرار گرفت که شتاب های پایه مورد آزمایش به حد 0.65g محدود شده بودند [۱۴]. در خصوص بتن شاتکریتی مورد استفاده در پانل ساندویچی کبیر و رهبر در سال ۲۰۰۵ تحقیقاتی را انجام داده اند [۸]. در خصوص مقاومت نهایی این سیستم تحت بار محوری Benayoune et all در سال ۲۰۰۵ مطالعاتی را انجام داده اند [۹]. در یک مطالعه عددی توسط کبیر و رضایی فر در سال ۲۰۰۴ پارامترهای دینامیکی سیستم با آنالیز اجزا محدود و در ناحیه غیر خطی مورد ارزیابی قرار گرفت [۱۰]. رفتار کلی برش و خمش سیستم نیز توسط کبیر در سال ۲۰۰۵ ارائه شده

پانل های پیش ساخته سبک شامل دو صفحه شبکه جوش شده فولادی می باشند که یک لایه عایق پلی استایرن در میان آنها قرار گرفته و توسط تعدادی اعضاء خرابی به یکدیگر متصل شده اند. این اعضا پس از نصب در محل بتن پاشی شده و بعنوان اعضای باربر دیواری و سقفی در ساختمان به کار می روند. عموماً در اینگونه سازه ها تیر و یا ستون به عنوان اعضای باربر وجود ندارد. لایه پلی استایرن نقش قالب برای بتن پاشی و همچنین عایق حرارتی و صوتی را ایفاء می کند. در این تحقیق ساختمان پانلی یک طبقه با مقیاس کامل با دیوارها و سقفهای تشکیل شده از جنس پانلهای پیش ساخته سبک بر روی میز لرزان ساخته شد. مدل تحقیقی مورد نظر تحت شتابنگاشت های مختلف زلزله های قوی موجود تحت بارگذاری لرزه ای قرار گرفت. از آنجایی که دیوارهای فوق به صورت یک سازه یکپارچه می تواند رفتاری متفاوت نسبت به اجزا این سیستم در بارگذاری مستقل داشته باشد، لذا هدف از این پژوهش تعیین عملکرد لرزه ای سیستم سازه ای فوق بعنوان یک ساختمان یکپارچه تحت بارهای دینامیکی از جمله، مشخصات خطی و غیرخطی سازه، تغییر شکل سازه، چگونگی توزیع سختی و مکانیزم خرابی آن بوده است. طرح سیستم سازه ای مدل به گونه ای بوده است که بتواند حالت بحرانی یک سیستم یکپارچه ساختمان پانلی را از نظر شکل هندسی و تعداد دیوارهای سازه ای تحت پوشش قرار دهد. جهت بررسی بیشتر آنالیز اجزا محدود نمونه مورد آزمایش نیز در محیط نرم افزار ANSYS5.4 انجام گرفت.

تاریخچه و تحقیقات مشابه

با توجه به سوابق مطالعات و پژوهشهای انجام شده بر روی آزمایش های استاتیکی پایه شامل خمش و برش و کمانش پانلهای ساندویچی و همچنین بررسی رفتار اجزاء دیوارهای پانلی از جمله اتصالات و دیوارهای با بازشو و بدون بازشو تحت بارهای سیکلی و تحقیقات صورت گرفته بر روی مصالح مدل نیاز به تعیین رفتار سه بعدی دینامیکی سیستم ضروری است. از آنجا که آزمایشها و تحقیقات انجام گرفته تاکنون تنها در سطح اجزاء پانل های باربر بوده است بررسی رفتار کل سیستم

(۳) منحنی تنش- کرنش آرماتورهای شبکه و آرماتورهای تقویت را نشان می دهد.



شکل ۳: منحنی تنش - کرنش فولاد مصرفی.

بتن استفاده شده در این سازه، بتن شاتکریتی است که طرح اختلاط آن در جدول (۲) آمده است. سیمان مورد مصرف از نوع پرتلند، تیپ II می باشد و آب مصرفی جهت بتن سازی، آب شرب بوده است. حداکثر قطر ماسه ۸ میلیمتر می باشد و نسبت آب به سیمان در حدود ۰/۴۵ می باشد. در بتن سقف های این نمونه بتن لایه فوقانی از نوع بتن ریزی با طرح اختلاط A و بتن لایه تحتانی از نوع بتن پاشی شاتکریتی با طرح اختلاط B می باشد. برای دیوارها از نوع B استفاده گردیده است.

جدول ۲: طرح اختلاط بتن.

نوع طرح اختلاط	سیمان	ماسه	شن	آب
A	350	700	1100	180
B	400	1700	-	200

حداکثر قطر سنگ دانه ها در بتن حدود ۱۵ میلیمتر و ضریب نرمی ۲/۵ می باشد. برای هر گروه از پانل ها تست فشار بر روی نمونه استاندارد مکعبی به ابعاد ۱۵۰*۱۵۰*۱۵۰ میلیمتر صورت گرفته است و همچنین نمونه های جعبه ای ۵۰*۵۰*۱۲۰ میلیمتر از بتن پاششی جهت مغزه گیری تهیه گردید.

بتن پاشی از نوع تر و توسط دستگاه بتن پاش با فشار ۸ بار انجام گردید. نمونه پس از ساخت به مدت ۲۸ روز به صورت مرطوب و مداوم عمل آوری و آماده بارگذاری گردید. مطابق با نتایج تست ، حداکثر مقاومت فشاری f'_c در حدود ۲۸/۶ مگاپاسکال برای بتن شاتکریتی و ۳۲ مگاپاسکال برای بتن برآورد شده است. در جدول (۳) مشخصات مصالح مصرفی را که همگی با آزمایش به دست آمده اند مشاهده می گردد. شکل (۴) نمودار دانه بندی انتخابی برای استفاده در طرح اختلاط بتن نمونه ها را

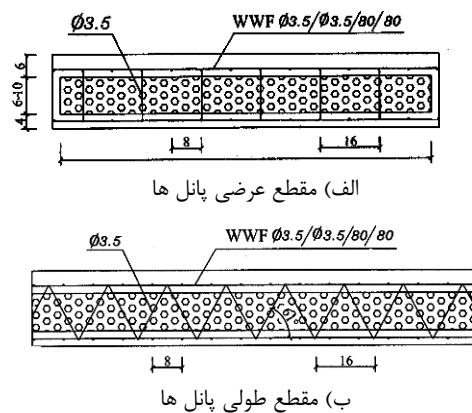
است [۱۱]. Holmberg, A. and Pelm E, در سال ۱۹۸۶ نیز رفتار خمشی این سیستم را مورد ارزیابی تحلیلی قرار داده بودند [۱۲]. گزارش PCI ، در مورد سیستم دیوارهای ساندویچی دیدگاه نسبتاً جامعی از این سیستم را به همراه مثال طراحی ارائه می دهد [۱۳].

شرح مدل

نمونه مورد آزمایش با استفاده از پانل های ساندویچی با مشخصات جدول (۱) ساخته شده است. جهت ساختمان این مدل دو نوع پانل سقفی و دیواری بکار گرفته شده است که مشخصات هر یک در جدول (۱) بیان شده است. شکل (۲) جزئیات مقطع طولی و عرضی پانل ها را نشان می دهد.

جدول ۱: مشخصات پانل ها (ابعاد به میلیمتر).

نوع پانل	ضخامت کل	ضخامت عایق	ضخامت بتن بالا	ضخامت بتن زیر	قطر مفتول
دیواری	140	60	40	40	3.5
سقفی	200	100	60	40	3.5



شکل ۲: جزئیات پانل ها.

مشخصات مصالح مصرفی

در این نمونه آرماتورهای مصرفی از دو نوع آرماتور شبکه و آرماتورهای تقویتی مورد استفاده قرار گرفته اند. شبکه های آرماتور از جنس فولاد سرد نورد شده با قطر خارجی ۳/۵ میلیمتر می باشد که مطابق با استاندارد ASTM A82 ساخته شده اند. همچنین جوش ها و فرآیند جوشکاری نیز مطابق با استاندارد ASTM A185 می باشد. مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی شبکه جوش شده فولادی به ترتیب ۵۲۰ و ۵۷۰ مگا پاسکال می باشد. کرنش نهایی آرماتورهای شبکه ۲/۶۵٪ می باشد. شکل



الف- فولادگذاری سازه پانلی



ب) نصب وسایل اندازه گیری بر روی نمونه بتن پاشی شده

نشان می دهد. بر اساس این نمودار مصالح دانه ای مورد استفاده از کیفیت استاندارد لازم برخوردار می باشند.

جدول ۳: مشخصات مصالح مصرفی.

نوع مواد	ضریب پواسون	وزن مخصوص t/m^3	مدول یانگ GPa	تنش تسلیم MPa	مقاومت کششی MPa	مقاومت فشاری MPa
فولاد	0.28	7.855	206	470	-	-
بتن	0.2	2.4	24	-	3	30
شاتکریت	0.15	2.2	15	-	2.8	18

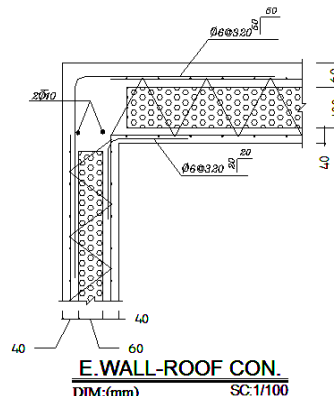
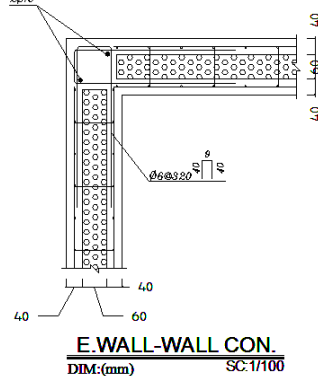
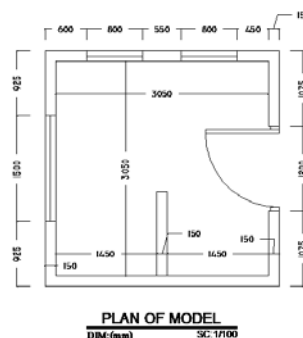
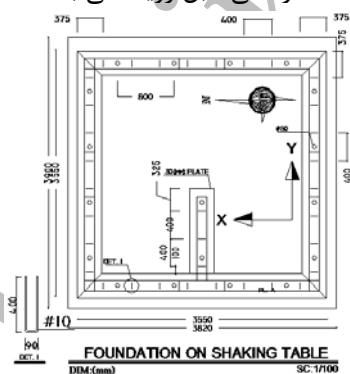
بتن مورد استفاده در این نمونه با نمونه برداری های مختلف مورد آزمایش قرار گرفت و در این راستا با انجام آزمایش های مقاومت فشاری مطابق جدول (۴) مقدار مقاومت فشاری نمونه ها بدست آمد که بطور خلاصه در جدول (۳) ذکر شده است.

طرح مدل آزمایشی

اشکال (۴-الف) و (۴-ب) ساختمان یک طبقه مذکور را قبل و بعد از بتن پاشی بر روی میز لرزان نشان می دهد.

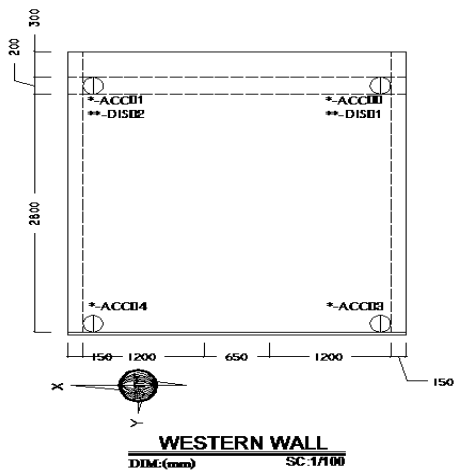
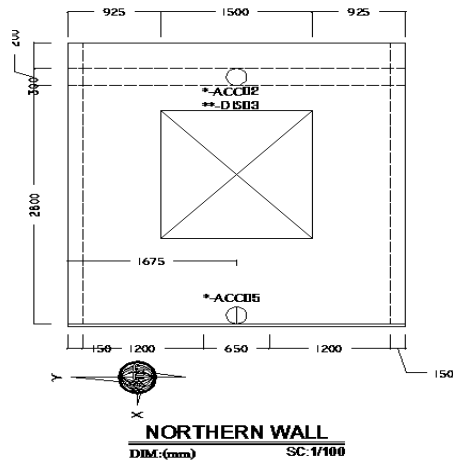
شکل ۴: استقرار سازه بر روی میز لرزان.

جزئیات ساختمان یک طبقه پانلی با مقیاس کامل مورد آزمایش در شکل (۵) مشاهده می گردد. در محل اتصال دیوار به دیوار، شناژ قائم و در محل اتصال دیوار به سقف شناژ افقی قابل رویت می باشد.



شکل ۵: جزئیات سازه و میز لرزان.

هر لرزه، بین هر سطح لرزه یک اغتشاش سفید با دامنه جابجایی پایین و طیف فرکانسی کامل به مدل اعمال گردید و تغییرات سختی مورد ارزیابی قرار گرفت.



شکل ۶: محل نقاط اندازه گیری جابجایی و شتاب.

رکورد شتابنگاشت های انتخابی

در این مجموعه جهت بررسی رفتار دینامیکی سازه از تحریکات لرزه ای شتاب پایه تحت شتابنگاشت زلزله هایی که در بالا ذکر شد استفاده گردیده است که بطور نمونه در اشکال (Y) و (A) رکورد های مربوط به زلزله آب بر و منجیل قابل مشاهده است. تحریکات لرزه ای فوق بصورت حرکت زمین از طریق میز لرزان به مدل اعمال گردید. از آنجا که رفتار دینامیکی سازه ها تحت زلزله بسیار مهم می باشد و همچنین هیچ نوع بارگذاری دینامیکی به اندازه زلزله های واقعی نمی تواند بیانگر رفتار دقیق لرزه ای سازه ها باشد لذا تحلیل صورت گرفته تحت شتابنگاشت زلزله واقعی قرار گرفت.

جدول ۴: جزئیات نقاط اندازه گیری.

شماره	علامت	نوع	جهت	ارتفاع	موقعیت
1	ACC00	شتاب	Y	+3.00	بالای دیوار غربی
2	ACC01	شتاب	Y	+3.00	بالای دیوار غربی
3	ACC02	شتاب	X	+3.00	بالای دیوار شمالی
4	ACC03	شتاب	Y	0.00	پایین دیوار غربی
5	ACC04	شتاب	Y	0.00	پایین دیوار غربی
6	ACC05	شتاب	X	0.00	پایین دیوار شمالی
7	DIS01	جابجایی	Y	+3.00	بالای دیوار غربی
8	DIS02	جابجایی	Y	+3.00	بالای دیوار غربی
9	DIS03	جابجایی	X	+3.00	بالای دیوار شمالی

پانل های دیواری و سقفی در محل های مربوطه نصب شدند در شکل (۴-الف) آرماتورهای تقویتی که بصورت افقی و عمودی در اطراف بازشوها قرار گرفته اند نیز قابل مشاهده است. در شکل (۴-ب) طریقه نصب و محل قرار گیری جابجایی سنج ها و شتاب سنج های سازه که در کنار میز نصب شده اند مشاهده می گردد.

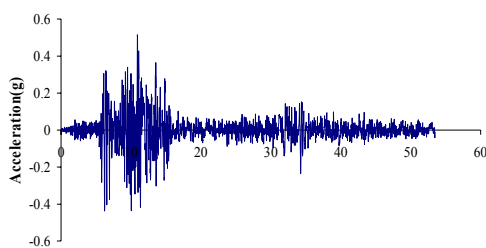
نقاط اندازه گیری جابجایی و شتاب

شش نقطه برای اندازه گیری شتاب بر روی سازه در نظر گرفته شده است که این نقاط بر روی دیوار شمالی و غربی قرار دارند. دو جابجایی سنج بر روی دیوار غربی در قسمت فوقانی آن نصب شده است (جهت Y) و همچنین یک عدد جابجایی سنج هم بر روی دیوار شمالی در قسمت فوقانی آن نصب شده است (جهت X). این نقاط در شکل (۶) قابل مشاهده هستند. جزئیات و مشخصه های مربوط به نقاط اندازه گیری شده در جدول (۴) قابل مشاهده است.

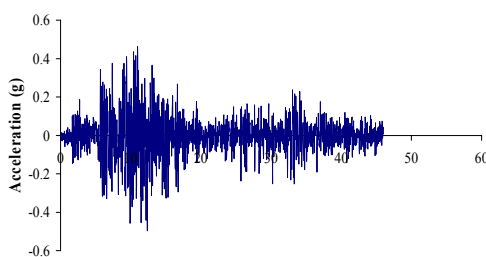
رکورد زلزله های اعمالی بر ساختمان

جدول (۵) لیست رکورد زلزله های اعمالی را نشان می دهد. با توجه به این که تعداد زیادی شتابنگاشت به ساختمان وارد می شود لذا برای اینکه نتایج مناسبی حاصل گردد، شتابنگاشت های فوق الذکر به پنج سطح A و B و C و D و E تقسیم بندی گردیدند، که در جدول (۶) سطوح مختلف شتابنگاشت ها از نظر بزرگی و همچنین میزان درصد زلزله اعمال شده، قابل مشاهده است. توجه شود که تراز بندی زلزله ها بر اساس اینکه سازه در ناحیه خطی قرار بگیرد (نزدیک به نقطه تسلیم و یا تسلیم و آستانه ترک خوردگی) صورت گرفته است. جهت تعیین مشخصات دینامیکی سیستم و اثر زلزله های اعمالی در

انتخاب رکوردهای زلزله سعی بر آن بوده است تا زلزله های انتخاب شده تمامی حالات مختلف تحریکات حوزه جابجایی، سرعت و شتاب را در بر بگیرد.

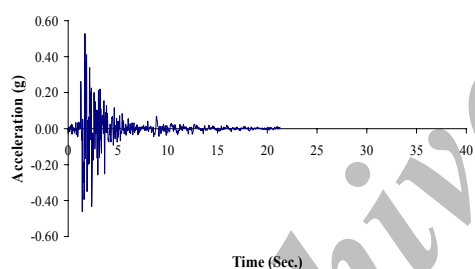


Time(sec.)
الف) جهت X

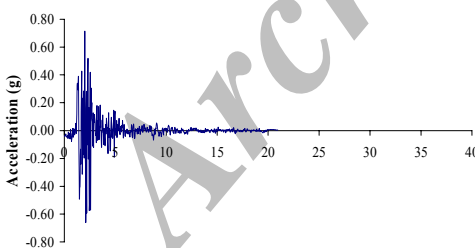


Time(Sec.)
ب) جهت Y

شکل ۷: رکورد شتابنگاشت زلزله آب بر - منجیل.



Time (Sec.)
الف) جهت X



Time (Sec.)
ب) جهت Y

شکل ۸: رکورد شتابنگاشت زلزله ناغان.

جهت بررسی دقیق خصوصیات دینامیکی سازه مورد بررسی با توجه به اینکه یکی از شرایط تاثیرگذار بر رفتار دینامیکی سازه ها فرکانس های اعمالی به آنها می باشد، توابع محتوای فرکانسی رکورد زلزله های انتخابی اعمالی بدست آمده و مورد بررسی قرار گرفتند.

جدول ۵: جزئیات رکورد زلزله های اعمال شده.

نام زلزله	X-Direction			Y-Direction		
	PGA (g)	PGV (mm/s)	PGD (mm)	PGA (g)	PGV (mm/s)	PGD (mm)
SPITAK	0.17g	150.9	43.3	0.19g	285.8	97.6
ELCENTRO	0.31g	298.0	133.0	0.21g	297.2	231.9
BAM	0.63g	596.0	202.8	0.79g	1235.1	342.6
TABAS	0.83g	977.8	369.2	0.85g	1213.8	945.8
KOBE	0.82g	812.6	176.8	0.59g	743.2	199.5
ABBAR	0.51g	425.3	161.1	0.49g	525.9	178.7
NAGHAN	0.52g	374.3	35.2	0.71g	459.2	61.0
NORTHRIDGE	0.99g	776.2	304.5	1.78g	1135.5	332.2

جدول ۶: سطوح شتابنگاشت ها و میزان درصد اعمالی.

سطح	شماره اجرا	نام	سال	درصد اعمال	نام اختصاری
---	1	WHITE NOISE		WN0001	
A	2	SPITAK	1988	50%	SPT050
	3	ELCENTR	1940	30%	ELC030
	4	NAGHA	1977	20%	NGH020
	6	BAM	2003	15%	BAM015
	7	TABAS	1978	10%	TBS010
---	8	WHITE NOISE		WN0002	
B	9	SPITAK	1988	100%	SPT100
	10	ELCENTRO	1940	100%	ELC100
	11	NAGHAN	1977	50%	NGH050
	13	BAM	2003	50%	BAM050
	14	KOBE	1995	30%	KBE030
	15	TABAS	1978	20%	TBS020
---	16	WHITE NOISE		WN0003	
C	17	NAGHAN	1977	65%	NGH065
	18	KOBE	1995	50%	KBE050
	19	NORTHRIDGE	1994	20%	NRT020
	20	ABBAR	1989	70%	ABR070
---	21	WHITE NOISE		WN0004	
D	22	NAGHAN	1977	100%	NGH100
	23	KOBE	1995	70%	KBE070
	24	NORTHRIDGE	1994	30%	NRT030
	25	ABBAR	1989	100%	ABR100
---	26	WHITE NOISE		WN0005	
E	27	NORTHRIDGE	1994	40%	NRT040
	28	SPITAK	1988	250%	SPT250
	29	NAGHAN	1977	200%	NGH200
---	30	WHITE NOISE		WN0006	

این شتابنگاشت ها بر اساس شدت لرزه های اعمالی و محتوای فرکانسی هر لرزه و همچنین مقدار تاثیر ایجاد کننده بر روی پاسخ های سازه طبقه بندی گردیدند. جهت بررسی بهتر رفتار خطی و غیر خطی این مدل آزمایشی درصد های مختلف از هر رکورد که مناسبتر تشخیص داده شدند بصورت منطقی مرتب و جهت اعمال به سازه آماده گردیدند. لازم به ذکر است که شتابنگاشت های ناغان و ارمستان با درصدهای بزرگنمایی ۲۰۰ و ۲۵۰ درصد جهت درک بهتر پاسخ سازه تهیه شده و به سازه اعمال گردید.

لازم به ذکر است جهت حصول اطمینان از اعمال صحیح لرزه ها بصورت دقیق میز ارتعاش تحت تمامی لرزه های لیست شده بصورت خالی (بدون مدل) آزمایش گردید و پاسخ سیستم اندازه گیری شده و با تطبیق آن با رکورد های ورودی صحت آزمایش مورد تایید قرار گرفت.

نتایج تست

نتایج حاصله از آزمایش را می توان به دو دسته تقسیم بندی نمود. اولین قسمت مشاهدات عینی (ترک ها) و قسمت دوم که شامل پاسخ ها (جابجایی و شتاب) هستند که به وسیله جابجایی سنج و شتاب سنج اندازه گیری می شوند.

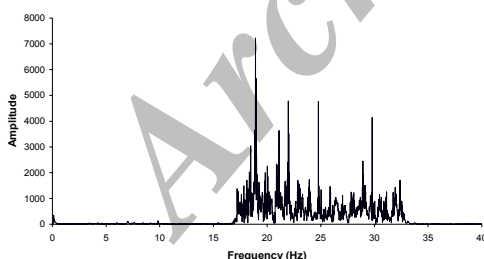
مشاهدات آزمایش

با توجه به روند اعمال زلزله ها، طریقه اعمال شتابنگاشت ها طوری است که PGA آن از 0.1g شروع شده و به 1.4g ختم می شود. در زلزله های سطح A رفتار سازه خطی است و در دیوارها ترکی مشاهده نمی شود. رفتار سازه در زلزله های سطح B مشابه سطح A است. در سطح C به علت آنکه PGA در حدود 0.5g به سازه اعمال می گردد لذا ترک های ریزی در گوشه های باز شوها مشاهده گردید. اشکال (۹-الف) و (۹-ب) مسیر گسترش ترک ها را در اتصال سازه به کف بعلت صلبیت ورقهای اتصال به میز لرزان و اطراف بازشو نشان می دهد که علت بوجود آمدن این ترکها وجود تمرکز تنش در این نقاط است.

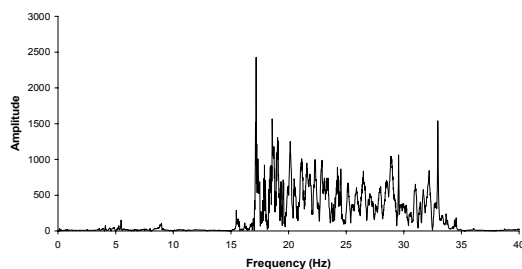
که ترکها در اطراف بازشوها و در راستای کنج گسترش می یابند که می توان با قرار دادن آرمانتورهای تقویتی در راستای عمود بر ترک ها از وقوع آن جلوگیری نمود. با اعمال زلزله ای دارای PGA برابر 1.4g ترک هایی در طول شناژهای قائم رخ می دهد که این پدیده ناشی از جدایش بین شناژ قائم و پانل است. شکل (۹-الف) مسیر گسترش ترکهای طولی شناژ را نشان می دهد. در اتصالات کنج دیوارها از یکسری اتصالات U شکل استفاده شده است که این اتصالات در برابر نیروهایی که به واسطه تغییر شکل های متفاوت، در دیوارهای مجاور هم ایجاد می شود، مقاومت می کنند. بواسطه نیروی فشاری بوجود آمده در کنج های سازه، پس از خرد شدگی بتن، شبکه های آرمانتور در قسمت تحتانی سازه کمانش کرده است. در شتاب های شدید دیوارهای صلب بعلت شکل پذیری کم دچار ترک شده و ترک های قائم از محل پاشنه یا فونداسیون و بصورت قائم در حد فاصل دیوار با شناژ قائم بوجود می آید. در این مراحل شناژ قائم به سبب شکل پذیری بیشتر دچار ترک نمی شود.

فرکانس طبیعی سازه

به علت اینکه سیستم پانل ساندویچی یک سیستم پیوسته است لذا محاسبه فرکانس طبیعی و به تبع آن پریود طبیعی این سیستم، متفاوت از سیستم های قابی است. فرکانس طبیعی، میزان جذب انرژی و ظرفیت برشی از جمله پارامترهای مهم دینامیکی سازه ها می باشد.



الف) جهت X



ب) جهت Y

شکل ۱۰: تابع انتقال زلزله ناغان- بزرگنمایی ۲۰٪.



الف) ترک طولی شناژ قائم



ب) ترک های برشی و ترک های قائم در شناژ

شکل ۹: مسیر گسترش ترک در دیوارها.

با مشاهده دقیق مسیر گسترش ترک ها مشخص می شود

می گردد. مقادیر سختی سازه با جرم m در ترازهای مختلف بارگذاری در جدول (۷) آورده شده است.

$$K=m(2\pi f)^2$$

(۱)

با توجه به اینکه سازه تحت چندین زلزله قرار گرفته است لذا سختی سازه متناسب با تغییر زلزله ها تغییر کرده و با افزایش شدت شتابهای اعمالی، سختی سازه کاهش می یابد. بر اساس برآوردهای تحلیلی سختی اولیه سازه در راستای X حدود 964 kN/mm و در راستای Y حدود 751 kN/mm تخمین زده شده است. حداکثر تغییر در مقدار سختی سازه در $0.35g$ رخ می دهد. نرخ تغییرات سختی در دو راستای X و Y یکسان است. در $P.G.A$ برابر با $0.4g$ میزان سختی سازه در دو راستای X و Y به ترتیب به 287 kN/mm و 271 kN/mm کاهش می یابد. بعد از $P.G.A$ برابر $1.42g$ سختی سازه به حداقل می رسد و میزان آن در دو راستای X و Y به ترتیب به 165 kN/mm و 136 kN/mm کاهش می یابد. مقدار پریود طبیعی ساختمان معمولاً با توان 0.75 ارتفاع سازه متناسب می باشد. مقدار پریود طبیعی سازه با توجه به معادله ۲ قابل بیان است [۱۵]:

$$T = \alpha H^{\frac{3}{4}}$$

(۲)

در این معادله T پریود طبیعی سازه می باشد و H ارتفاع سازه می باشد α ضریبی است که از طریق آزمایش حاصل می شود. برای این نمونه مقدار اولیه ضریب α با توجه به فرکانسهای بدست آمده از مدل برای سازه قبل از آزمایش در حدود 0.1 تخمین زده شده است [۱۰]. با مقایسه ضریب α بدست آمده برای سیستم پانلی با دیگر سیستم های قابی، مشخص می شود که میزان پریود در سیستم های پانلی کمتر از سیستم های قابی شکل است که این امر ناشی از سختی بالای سازه های پانلی می باشد. جدول (۸) تغییرات پریود سازه را برای رکوردهای مختلف نشان می دهد.

جدول ۸: پریود طبیعی سازه.

	Freq. x (Hz)	Freq. y (Hz)	Per. x Sec.	Per. Y Sec.	α_x	α_y
A	45.746	40.329	0.022	0.025	0.010	0.011
B	38.513	37.231	0.026	0.027	0.012	0.012
C	24.261	24.940	0.041	0.040	0.019	0.018
D	21.973	19.539	0.046	0.051	0.020	0.023
E	18.921	17.174	0.053	0.058	0.024	0.026

محاسبه فرکانس طبیعی پانل های ساندویچی با روشهای تئوری، بعلت رفتار ترکیبی این سیستم بسیار مشکل می باشد. محتوی فرکانسی برای هر رکورد در دو راستای X و Y ، با استفاده از الگوریتم انتقال فوریه سریع (F.F.T.) محاسبه شده است. همچنین با استفاده از ارتعاش اجباری هارمونیک جاروی فرکانسی از طریق میز لرزان، قبل و بعد از اعمال هر زلزله یک اغتشاش سفید (White Noise) با شدت پایین و با بازه محدود به سازه اعمال گردید تا تغییرات فرکانس طبیعی در سازه در مراحل مختلف اندازه گیری شود. فرکانس طبیعی این مدل با استفاده از تابع انتقال و شتاب قسمت فوقانی سازه، در دو راستای X و Y به دست آمده است. فرکانس طبیعی این مدل بصورت مشخص با قله های تیز در توابع مربوطه ظاهر می گردند. تابع انتقال برای رکورد ناغان با مقیاس ۲۰۰ درصد در شکل ۱۰ قابل مشاهده می باشد.

جدول ۷ مقدار اولین فرکانس در هر تابع انتقال را نشان می دهد. فرکانس های بحرانی سیستم در زلزله های تراز A در دو راستای X و Y به ترتیب برابر با $45/75$ و $40/33$ هرتز می باشد. این فرکانس ها با افزایش $P.G.A$ زلزله، تا $0.2g$ کاهش می یابد. فرکانس های سیستم بعد از تراز C در دو راستای X و Y حدود 25 هرتز می باشد. در زلزله های تراز E با شتاب حداکثری برابر با $1.4g$ ، فرکانس های سیستم به $17/17$ و $18/9$ هرتز به ترتیب در دو راستای X و Y کاهش می یابد.

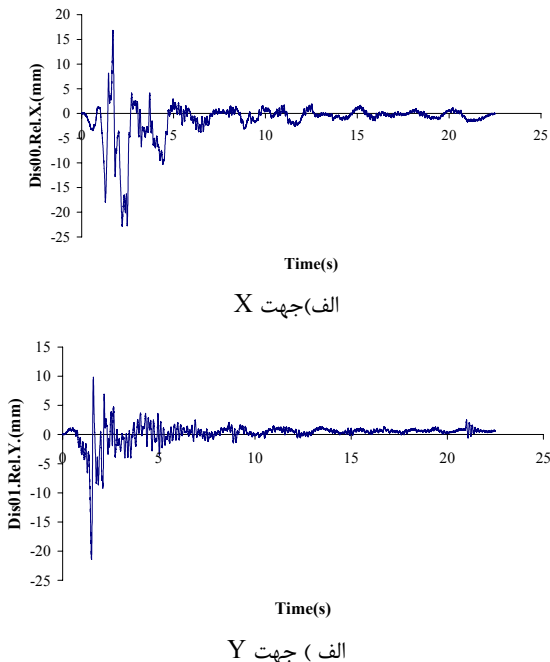
جدول ۷: فرکانس طبیعی و سختی در هر سطح لرزه.

سطح لرزه	REC.	ACCX (g)	ACCY (g)	TF _x (Hz)	TF _y (Hz)	K _x (kN/mm)	K _y (kN/mm)
A	SPT050	0.09	0.11	45.7	40.3	964	751
B	BAM050	0.32	0.40	38.5	37.2	683	639
C	ABR100	0.36	0.45	24.2	24.9	271	287
D	NGH100	0.52	0.71	21.9	19.5	222	177
E	NGH200	1.05	1.42	18.9	17.1	165	136

سختی سازه

در سیستم های پانلی رفتار سازه به دلیل سختی زیاد این سیستم ها، بسیار پیچیده است لذا بررسی روند تغییرات سختی در ارتفاع می بایست با دقت مناسبی صورت گیرد. سختی مدل در دو راستای X و Y با توجه به معادله ۱ قابل محاسبه است. در این رابطه جرم سازه $11/672 \text{ kg}$ در نظر گرفته شده است. مقدار فرکانس در این رابطه از طریق روشهایی که در بالا ذکر شد حاصل

موضوع با توجه به محتوای فرکانسی این رکوردها که دارای فرکانس های بالاتر از ۱۰ HZ نیز بوده اند می باشد و باعث می گردد تا سازه در مدهای نزدیک به مد های اصلی با فرکانس های متناظر نوسان داشته باشد.



شکل ۱۲: جابجایی نسبی بام، ناغان-بزرگنمایی ۲۰۰٪.

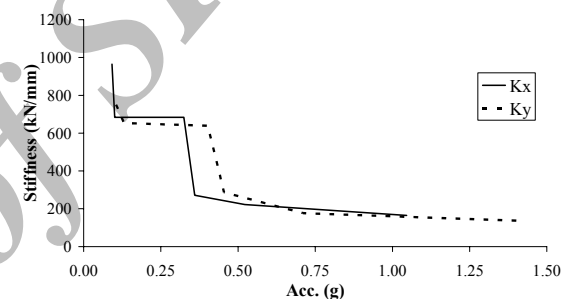
پاسخ های سیستم

تاریخچه زمانی مربوط به پاسخ های جابجایی قسمت فوقانی سیستم برای رکورد ناغان با بزرگنمایی ۲۰۰ درصد در شکل (۱۲) قابل مشاهده است. در این حالت در جهت X سازه حدود ۲۳ میلیمتر جابجایی نسبی را در تراز ۳۵۰ میلیمتر ارتفاع خود تحمل می نماید، این موضوع برای جهت Y، ۲۱ میلیمتر در تراز ۳۵۰ میلیمتر ارتفاع سازه است. مقادیر جابجایی مطلق و شتاب مطلق اندازه گیری شده در زلزله های مختلف در جدول ۹ قابل مشاهده است. حداکثر پاسخ مربوط به جابجایی قسمت فوقانی سازه، برای زلزله ال سنترو با مقیاس ۱۰۰٪ در دو راستای X و Y به ترتیب برابر با ۱۷۶ و ۷۸.۱ میلیمتر می باشد و حداکثر پاسخ مربوط به شتاب قسمت فوقانی سازه، در دو راستای X و Y به ترتیب برابر با ۰.۶۳۳g و ۰.۳۴g می باشد. حداکثر شتاب پاسخ زلزله ناغان با بزرگی ۲۰٪ حدود ۳.۶۴۹g در راستای Y می باشد که در مقایسه با حداکثر شتاب ورودی به سیستم در همین راستا که ۱.۴g می باشد، افزایش قابل ملاحظه ای را نشان می دهد. این موضوع با وجود

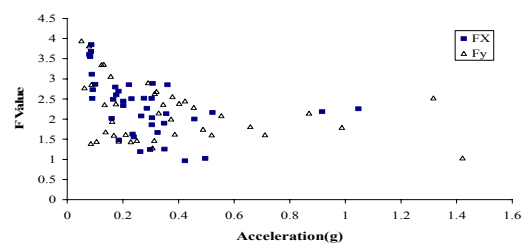
با تغییر شدت موج ورودی به سازه، مقدار فرکانس سازه کاهش می یابد. مقدار شتاب پاسخ سازه با ضریب F بصورت زیر بر حسب مقدار شتاب ورودی تعریف می شود.

$$F = \frac{A_r}{A_g} \quad (3)$$

که در آن A_r و A_g به ترتیب مقادیر حداکثر شتاب پاسخ سازه و حداکثر مقدار شتاب ورودی می باشد. همانطور که مشاهده می شود، مقدار F با سختی سازه نسبت مستقیم دارد. اندازه گیری ها نشان می دهد که مقدار F با افزایش شدت لرزه ها کاهش می یابد. این موضوع به دلیل آن است که بخاطر ترک های ریز شکل گرفته و تغییر خصوصیات سختی سیستم، رابطه تنش و کرنش در مدل تغییر پیدا می کند.



الف) تغییرات سختی



ب) تغییرات پارامتر F

شکل ۱۱: مقادیر پارامترهای متغیر با قدرت لرزه ها.

شکل (۱۱-ب) مقدار محاسباتی F را در مقابل شتاب در دو جهت X و Y نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود تا شتاب ۰.۲g نمونه رفتار خطی دارد و مقدار F در جهت X حدود ۰.۷۵g کاهش نسبی ای را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود مقدار پاسخ سازه در سطوح شتاب ورودی یکسان لرزه های مختلف، متفاوت است که این موضوع بدلیل محتوای فرکانسی لرزه ها است. بر اساس نمودار (۱۱-ب)، سازه به زلزله های ناغان و آب-بر حساسیت بیشتری نسبت به لرزه های دیگر داشته و این

مدلسازی عددی

جهت مدلسازی این نمونه آزمایشگاهی از المان پوسته ای مرکب استفاده گردید. در این خصوص با استفاده از آزمایشات اجزا سیستم پانلی مشخصات استاتیکی لایه های مختلف بدست آمده و در مدلسازی مورد استفاده قرار گرفت. در این خصوص از آزمایشات برش بین لایه ای و خمش صفحات پانل ساندویچی به همراه مدلسازی عددی استفاده گردید.

در خصوص آنالیز سازه از تحلیل دینامیکی گذرا با معادله تعادل دینامیکی ۴ استفاده گردید:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = R \quad (۴)$$

که در این معادله ماتریس های K ، C و M به ترتیب ماتریس های سختی، میرایی و جرم سازه می باشند. بردار R نماینگر بار خارجی وارد بر سازه است. جهت آنالیز این سیستم با تحلیل دینامیکی گذرا بدون حذف اثرات مد های بالاتر از ماتریس های U ، \dot{U} ، \ddot{U} به ترتیب جهت بردارهای نسبی جابجایی، سرعت و شتاب در هر لحظه استفاده شده است و با محاسبه این مقادیر از روش نیومارک در هر لحظه، پاسخ سیستم مورد ارزیابی قرار گرفت.

جهت اعمال بارهای لرزه ای با اعمال جابجایی تکیه گاهها سازه تحت بارگذاری قرار گرفت. شکل (۱۳) نشاندهنده مدلسازی سیستم می باشد که تغییرات شکل مدی را در مد اول تغییرشکل سازه نشان می دهد. همانطور که در شکل (۱۴) مشاهده می شود، نتایج آنالیز اجزا محدود توصیف شده با جواب های گرفته شده از آزمایش تطبیق مناسبی دارد.

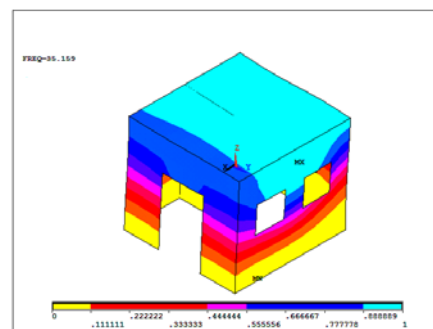
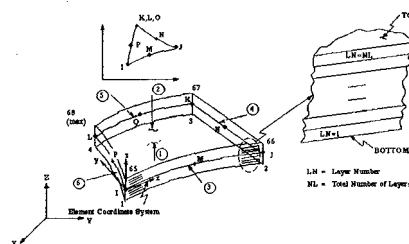
در این مدلسازی مقادیر فرکانس های طبیعی سازه محاسبه و با مقادیر حاصله از آزمایش مورد مقایسه قرار گرفت، در این خصوص در جدول (۱۰) مشاهده می شود که این دو مقدار در هر دو جهت X و Y تطبیق مناسبی داشته و می تواند نشاندهنده مدلسازی مناسب نمونه آزمایشگاهی باشد. علت اختلاف ایجاد شده در نتایج عددی نسبت به آزمایش می تواند عدم مشارکت کامل جرم سربار در نمونه آزمایشگاهی باشد که باعث بالا رفتن فرکانس حاصل از آزمایش خواهد گردید. این موضوع بدلیل استفاده از کیسه های ماسه بعنوان سربار بوده و در

سختی قابل ملاحظه سازه، بدلیل وجود باز شوها و ایجاد تغییرشکل های بیشتر در سازه است که شتاب را افزایش می دهد. در واقع علیرغم سختی زیاد سیستم اما به خاطر حساسیت سیستم به شتاب، پاسخ های سازه بصورت تشدید شده ظاهر می گردند. این موضوع علاوه بر این می تواند ناشی از محتوای فرکانسی سازگار با سازه در شتابنگاشت ناغان باشد که موجبات تشدید را فراهم می سازد.

جدول ۹: مقادیر پاسخ حداکثر شتاب و جابجایی.

RUN	Acc00	Acc01	Acc02	Dis01	Dis02	Dis03
	(g)	(g)	(g)	(mm)	(mm)	(mm)
BAM015	0.47	0.41	0.29	55.61	57.28	31.91
TBS010	0.35	0.24	0.33	99.80	99.60	38.48
SPT100	0.36	0.32	0.50	97.63	106.38	60.36
ELC100	0.34	0.32	0.63	168.76	176.42	78.11
NGH050	0.88	0.83	0.58	31.23	32.81	20.83
BAM050	1.04	1.01	0.65	173.35	176.42	108.77
TBS020	0.49	0.47	0.48	193.07	191.15	76.82
NGH100	1.26	1.16	1.13	62.79	65.10	40.40
NRT030	1.26	1.05	0.62	101.64	99.29	99.05
ABR070	0.95	0.79	0.76	128.25	129.00	119.51
NRT040	1.87	1.87	0.66	173.53	170.63	114.41
NGH200	3.65	3.00	2.36	125.62	130.27	82.37

در بیشتر حالات شتاب پاسخ حداکثر سازه دو برابر شتاب ورودی به سیستم است. با توجه به شکل (۱۲) مشاهده می گردد که با اعمال زلزله ناغان پدیده تشدید رخ می دهد. به علاوه، برای فرکانس های بالای زلزله ناغان، جابجایی سازه در برخی از زمان های رکورد تشدید می شود. به عبارت دیگر سیستم یک طبقه پانلی می تواند فرکانس های بالا، ناشی از زلزله های مختلف را تحمل کند.



شکل ۱۳: المان پوسته ای و مدلسازی سازه.

توجه به روابط ۵ و ۶ محاسبات مربوط به برش پایه انجام شده است.

$$M(\ddot{U} + \ddot{U}_g) + C\dot{U} + KU = 0 \quad (۵)$$

$$M(\ddot{U} + \ddot{U}_g) + R_{internal} = 0 \quad (۶)$$

در این رابطه \ddot{U}_g مقدار شتاب زمین و $R_{internal}$ مقدار نیروی داخلی مقطع تحت ارتعاش می باشد.

جدول ۱۱: مقادیر محاسباتی برش پایه.

زلزله وارده	سطح	ACCX (g)	ACCY (g)	V _x (kN)	V _y (kN)	V _x /W	V _y /W
BAM015	A	0.10	0.13	33	50	0.28	0.43
ELC100	B	0.31	0.22	72	37	0.62	0.32
TBS020	B	0.17	0.17	55	55	0.47	0.47
NRT020	C	0.18	0.37	54	85	0.46	0.73
NGH100	C	0.52	0.71	129	138	1.11	1.18
NRT030	D	0.27	0.55	71	132	0.61	1.13
ABR070	D	0.36	0.32	87	99	0.75	0.85
NGH200	E	1.05	1.42	270	380	2.32	3.26

همانطور که مشاهده می شود با افزایش مقدار قدرت لرزه ها و افزایش حداکثر شتاب وارده، مقادیر پاسخ برش پایه جذب شده افزایش می یابد که این موضوع با توجه به اینکه سازه تقریباً در محدوده رفتار خطی در این لرزه ها عمل کرده است، افزایش خطی را نسبت به شدت لرزه وارده و شتاب ورودی نشان می دهد.

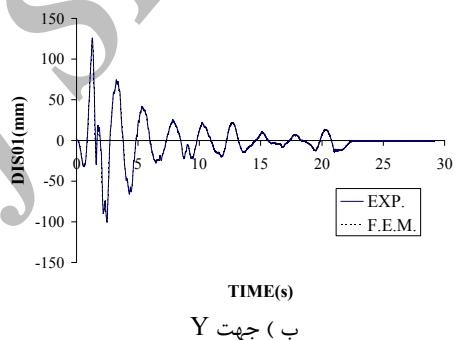
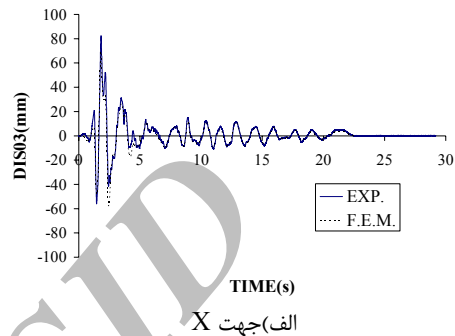
شکل (۱۵-الف) نشاندهنده تاریخچه برش پایه جذب شده در زلزله طیس ۲۰ درصد می باشد. مشاهده می شود که در این زمین لرزه، برش پایه جذب شده برابر با 55 kN می باشد. شکل (۱۵-ب) مقادیر برش پایه جذب شده توسط مدل در لرزه های با شدت شتاب متفاوت را نشان می دهد.

همانطور که مشاهده می شود سازه افزایش جذب برش پایه خطی را نشان می دهد. در واقع با شدت لرزه های تا 1.4g سازه با افزایش شتاب ورودی، برش پایه افزایش می یابد، اما با توجه به سختی زیاد سازه می توان این نسبت برش جذب شده را بصورت تغییرات خطی به نسبت شتاب فرض کرد. نکته قابل ذکر در این خصوص آن است که تنها حداکثر شتاب در زمین لرزه ها عامل تعیین کننده نمی باشد و محتوای فرکانسی موج ورودی به عنوان یکی از مهمترین عوامل تحریک سازه محسوب می گردد که در این تحقیقتابنگاست های مختلف حاوی

حین انجام آزمایش بخاطر عدم تثبیت کامل کیسه های سربار مشارکت کامل جرم سربار صورت نگرفته است.

جدول ۱۰: مقادیر عددی و آزمایشی فرکانس طبیعی.

	First M. Dir. Y	Second M. Dir. X	Third M.	Fourth M.	Fifth M.
FEM	35.159	41.964	67.572	68.689	70.727
Exp.	40.329	45.746	75.292	76.520	77.777



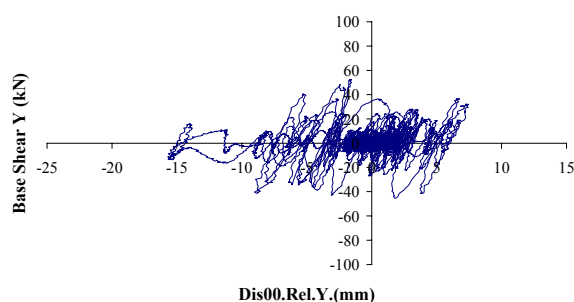
شکل ۱۴: تغییرات جابجایی بام در رکورد ناغان با بزرگنمایی ۲۰۰٪.

با محاسبه سطوح تنش ها در لرزه های مختلف مقادیر تنش های موجود در سازه مورد محاسبه قرار گرفت. نتایج حاصل از این مدلسازی نشان می دهد که تنش هادر اکثر موارد در محدوده خطی باقی مانده و تنها در گوشه بازو و کنج های دیوارها در محل تقاطع آنها تمرکز تنش باعث ایجاد تنش های با مقدار بزرگتر شده که در پاره ای موارد به ترک های ریز منتهی می شود که در این سطح از لرزه ها نمی توانست ترک های سازه ای قابل توجهی با سازه وارد نماید که این موضوع با نتایج مشاهده شده از آزمایش تطبیق کامل دارد.

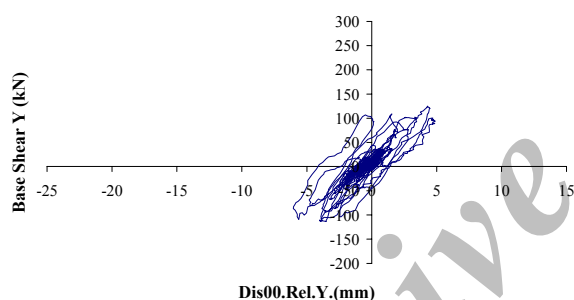
محاسبه برش پایه

مقدار برش پایه یکی از پارامترهای مهم در بررسی هر سازه ای تحت زمین لرزه می باشد. در جدول (۱۱) مقادیر برش پایه محاسباتی در سطوح لرزه ای مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته است. جهت محاسبه این مقادیر با

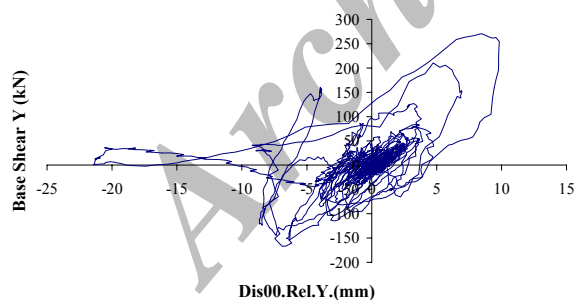
است. همانطور که مشاهده می شود شکل (۱۶-الف) مربوط به نمودار هیستریزیس زلزله طبس در اجرای TBS020 است. شکل (۱۶-ب) که تغییرات پارامتر مذکور را در زلزله ناغان با بزرگنمایی ۱۰۰ درصد (NGH100) نشان می دهد نسبت به شکل (۱۶-ج) که نشاندهنده برش پایه در مقابل جابجایی بام لرزه ناغان با بزرگنمایی ۲۰۰ درصد (NGH200) است، منحنی باریکتری را دارد. در واقع منحنی های بزرگتر در شکل (۱۶-ج) نشان دهنده جذب انرژی بیشتر در سیستم است.



الف) زلزله طبس با بزرگنمایی ۲۰ درصد (اجرای TBS020)



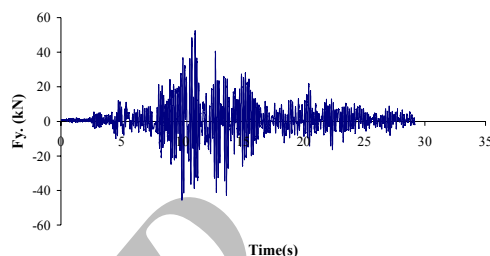
ب) زلزله ناغان با بزرگنمایی ۱۰۰ درصد (اجرای NGH100)



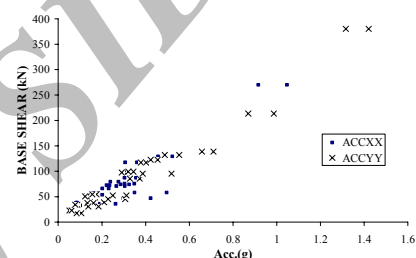
ج) زلزله ناغان با بزرگنمایی ۲۰۰ درصد (اجرای NGH200)
شکل ۱۶: مقدار برش پایه بر حسب جابجایی بام.

مقدار درصد تغییر شکل های غیر خطی در زلزله ناغان ۲۰۰ درصد بیشتر از لرزه ناغان ۱۰۰ درصد است. در زلزله ناغان ۲۰۰ درصد، شکل (۱۶-ج)، علت اصلی بزرگتر بودن حلقه های ایجاد ترک های ریز بیشتر در مناطق اطراف بازوها و تمرکز تنش ایجاد شده می باشد. علاوه بر این خردشدگی بتن در پای شناژهای اطراف دیوارها از جمله

طیف وسیع و محتوای متفاوت به سازه اعمال گردید. با توجه به مقادیر بدست آمده در آزمایش که در جدول (۱۱) ارائه شده است، مشخص می گردد که این سازه نسبت به لرزه های زلزله ناغان بدلیل محتوای فرکانسی مطابق با خصوصیات طبیعی آن، بسیار حساستر نشان می دهد.



الف) تاریخچه زمانی برش پایه در جهت Y



ب) برش پایه بر حسب شدت لرزه ها

شکل ۱۵: مقادیر اندازه گیری شده برش پایه.

در جدول (۱۱) مقادیر برش پایه بر حسب وزن سازه محاسبه گردید. همانطور که مشاهده می شود حداکثر مقدار نسبت برش پایه به وزن سازه، حدود 3.26 می باشد. در واقع نسبت برش پایه جذب شده به وزن سازه، تحت تاثیر شدت شتاب و فرکانس های موج ورودی می باشد بطور نمونه در این مطالعه برای شتابهای ورودی تا حد 1.4g این نسبت تا حدود ۳ برابر می رسد. در صورتیکه مطابق دستورالعملهای طراحی برای شتاب پایه ورودی 0.35g، مقدار نسبت برش پایه به وزن سازه حدودا به 0.85 می رسد. این موضوع نشان می دهد که سازه مذکور بصورت تقریبا خطی و صلب رفتار کرده است.

رفتار هیستریزیس

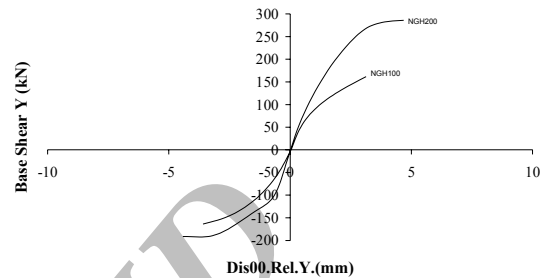
جهت تعیین مقدار انرژی جذب شده در سازه و تعیین خصوصیات اتلاف انرژی سیستم می توان از نمودارهای برش پایه بر حسب تغییر مکان بام استفاده نمود. در شکل (۱۶) مقدار برش پایه بر حسب تغییر مکان سیستم در جهت Y در نمودارهای مربوطه ترسیم شده

ترک های مویی در اطراف بازشو ها و در کنج ها بصورت ۴۵ درجه تا شعاع حداکثر ۴۰ سانتی متری اطراف بازشوها و در کنج آنها ایجاد گردید. در مرحله D، زلزله های با حداکثر شتاب 0.75 g، با گسترش ترک های ایجاد شده در مرحله قبل، در شناژهای عمودی ترک های مویی در امتداد قائم و در محل اتصال به پانل های دیوار ایجاد شد. ترک های ایجاد شده در این مرحله کماکان در حد ترک های ریز بوده است. در سطح E لرزه های اعمالی با حداکثر شتاب 1.4g به سازه وارد گردید. در این قسمت ترک های ایجاد شده در اطراف بازشو ها گسترش بیشتری یافته و شناژهای قائم با ترک های عمیق تر نسبت به مرحله قبل و در حد ترک های مویی از پانلهای دیواری اطراف خود جداشدگی نشان می دهد. در منطقه تحتانی از شناژهای قائم و در پای شناژها در اثر غیر یکنواختی مصالح شالوده که از ورق فلزی با صلیب بالا استفاده شده است با سازه بتنی، باعث عدم تجانس دو نوع مصالح بوده که ضربات ناشی از آن به خرد شدگی بتن منجر گردید. این خرد شدگی در حد ترک های سازه ای ناشی از لهیدگی در بتن بوده است. بطور کلی ترک های مهم ایجاد شده در کنج بازشو ها و بصورت ۴۵ درجه نسبت به محور افق می باشد. در این مناطق ترک ها با افزایش شدت لرزه گسترش می یابند. شناژهای قائم نیز در محل اتصال به دیوارها با ایجاد ترک های ریز جداشدگی غیر سازه ای را موجب می گردد. مقدار فرکانس طبیعی سیستم به گونه ای ارزیابی شد که برای ساختمان یک طبقه مذکور فرکانس ها در حدود 40 Hz بودند که این موضوع نشان می دهد برای تعیین مقدار زمان تناوب طبیعی سیستم از فرمول ۲ باید از مقدار ضریب α برابر با 0.011 استفاده گردد.

براساس نتایج بدست آمده مشاهده گردید که سیستم ساختمانی به روش دیوارهای 3D نسبت به زمین لرزه های با محتوای فرکانس های بالا حساسیت بیشتری را نشان می دهد که این موضوع عمدتاً به خاطر سختی زیاد این سیستم می باشد. وجود شناژهای قائم در گوشه ها باعث افزایش طاقت سازه در رکوردهای با شتاب های بالا گردید. در این راستا با توجه به مشاهده ترک های اطراف بازشو ها و محل شکست هندسی، توصیه می گردد در اطراف بازشوها و محل تقاطع دیوارها با استفاده از جزئیات سازه ای با تمهیدات خاص قدرت باربری بالاتری را تامین

عوامل این تفاوت می باشند.

مقدار کار انجام شده در هر لرزه توسط سازه با توجه به منحنی پوش رفتار لرزه ای مطابق شکل (۱۷)، در جدول (۱۲) آورده شده است. مشاهده می گردد سازه در زلزله با شتاب های بیشتر مقدار پاسخ بزرگتر و در نتیجه انرژی مستهلک شده بیشتری را نشان می دهد.



شکل ۱۷: نمودار پوش برش پایه بر حسب جابجایی بام.

جدول ۱۲: مقادیر انرژی هیستریزس سازه.

زلزله وارده	ACCX (g)	ACCY (g)	V _x /W	V _y /W	W _y kN.mm(J)
BAM015	0.10	0.13	0.28	0.43	11.4
ELC100	0.31	0.22	0.62	0.32	61.9
TBS020	0.17	0.17	0.47	0.47	133.8
NRT020	0.18	0.37	0.46	0.73	498.5
NGH100	0.52	0.71	1.11	1.18	675.6
NRT030	0.27	0.55	0.61	1.13	585.4
ABR070	0.36	0.32	0.75	0.85	694.0
NGH200	1.05	1.42	2.32	3.26	3740.0

نتیجه گیری

در این بررسی خصوصیات دینامیکی و رفتار لرزه ای ساختمان یک طبقه ساخته شده با روش پانلهای ساندویچی سبک و استفاده از آزمایش لرزه ای بر روی میز لرزان بدست آمده است. مدل تحقیقی ساختمان مذکور تحت رکورد زلزله های مختلف مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق عملکرد لرزه ای سیستم سازه ای فوق تحت بارهای دینامیکی از جمله، مشخصات خطی و غیرخطی سازه، تغییر شکل سازه، چگونگی توزیع سختی و مکانیزم خرابی مورد بررسی قرار گرفته است. جهت بررسی بیشتر آنالیز اجزا محدود نمونه مورد آزمایش انجام شد.

بر اساس نتایج بدست آمده در زلزله های مرحله A و B با حداکثر شتاب 0.3 g، هیچگونه ترکی در سیستم مشاهده نشد. در زلزله اعمالی مرحله C با شتاب حداکثر 0.45g، سازه بدون ترک اساسی و بصورت تقریباً خطی زلزله های وارده را تحمل نمود. در این سطح از لرزه ها

سختی نمونه	=	k	کرد تا نتایج باربری لرزه ای سازه بصورت بهینه و مطمئن باشد.
جرم نمونه	=	m	
ماکزیمم شتاب ورودی	=	PGA	
ماکزیمم جابجایی ورودی	=	PGD	
ماکزیمم سرعت ورودی	=	PGV	
برش پایه در جهت x	=	R _x	
برش پایه در جهت y	=	R _y	
ماکزیمم تابع انتقال برای جهت x	=	TF _x	
ماکزیمم تابع انتقال برای جهت y	=	TF _y	
نسبت آب به سیمان	=	W/C	
مشخصات شبکه جوش شده: قطر تار و پود / فاصله بین تار و پود	=	WWF///	

تشکر و قدردانی

نویسندگان مقاله صمیمانه از شرکت سازه های پیش ساخته سبک به دلیل حمایت مالی در کلیه مراحل تحقیقی و ساخت این نمونه کمال تشکر و سپاس را به عمل می آورند.

علائم اختصاری

نقاط اندازه گیری شتاب = ACC##

نقاط اندازه گیری جابجایی = DIS##

فرکانس سیستم = f

ضریب تشدید شتاب = F

مراجع

- 1 - Eiena, A., Tadros, M. K., Salmon, D. C. and Culp, T. D., (1994). "A new structurally and thermally efficient sandwich panel system." *PCI Journal*, Vol. 39, No. 4, PP. 90-101.
- 2 - Einea A., Salmon, D. C., Tadros, M. K. and Culp, T. (1995). "Partially composite sandwich panel deflection." *ASCE J. Struct. Eng.* Vol. 12 940, PP. 778-783.
- 3 - Salmon, D. C., Eiena, A., Tadros. M. K. and Culp, T. D. (1997). "Full scale testing of precast concrete sandwich panels." *ACI Journal*, Vol. 94, PP. 354-362.
- 4 - Bush, T. D. and Stine, G. L. (1994). "Flexural behavior of composite precast concrete sandwich panels with continuous truss connectors." *PCI J.*, Vol. 39, No.2, PP. 112-121.
- 5 - Bush, T. D. and Wu, Z. (1998). "Flexural analysis of prestressed concrete sandwich panels with truss connectors." *PCI Journal*, Vol. 43, No.5, PP. 76-86.
- 6 - Nijhawan, J. C. (1998). "Insulated wall panels Interface shear transfer." *PCI Journal*, PP. 98-101.
- 7 - Kabir, M. Z. and Hasheminasab, M. (2002). "Mechanical properties of 3D wall panels under shear and flexural loading." *CSCE Conference*, June 5-8, Montreal Canada.
- 8 - Kabir, M. Z. and Rahbar, M. R. (2005). "Experimental relation between non-destructive test and standard cylinder in shotcrete used in bearing 3D wall panels." *Third International Conference on Construction Materials*, Vancouver, Canada, August 22-24.
- 9 - Benayoune, A., Aziz, A., Samad, A., Trikha, D. N., Abang, Ali, A. A. and Ashrabov, A. A. (2005). "Structural behavior of eccentrically loaded Precast sandwich panels." *Construction and Building Materials*, Elsevier, Article in press.
- 10 - Kabir, M. Z., Rezaifar, O. and Rahbar, M. R. (2004). *Non-Linear Dynamic Behavior Of Combined System On Rc Frame Precast 3d Wall Panels With Irregularities In Vertical Stiffness*, 13th World Conference On Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 3134.
- 11 - Kabir, M. Z. (2005). "Structural Performance of 3D sandwich panels under shear and flexural loading." *International journal of science and technology*, Vol. 12, No.4, PP. 402-408.
- 12 - Holmberg, A. and Pelin, E. (1986). *Behavior of load bearing sandwich-type structures*. Handout No. 49, State Institute for construction Research, Lund, Sweden.
- 13 - PCI Committee on Precast Concrete Sandwich Wall Panels, (1997). "State of the art of precast/prestressed sandwich wall panels." *PCI J.*, Vol. 42, No.2, PP. 92-133.
- 14 - Shi Weixing, and Zhang Lixin. (1997). *Report of earthquake resistant test of the model of evg-3d project*. State Laboratory For Disaster Reduction In Civil Engineering, Shaking Table Testing Division Of Tongji University.
- 15 - Uniform Building Code, (1982). *International conference of building officials*, whiter, Calif.