



دانشکده عمران و معماری

عنوان پایان نامه :

تأثیر کمر بند خریایی بر تغییر مکان جانبی قابهای فولادی در سازه‌های بلندمرتبه

پایان نامه برای اخذ درجه کارشناسی ارشد در رشته مهندسی عمران - سازه

استاد راهنما:

دکتر علی کیهانی

استاد مشاور:

دکتر بهروز حسنی

دانشجو:

امیر هوشنگ انصاری

تابستان ۱۳۸۶

بسم الله الرحمن الرحيم

تشکر و قدردانی:

در ابتدای این رساله لازم می دانم که از زحمات بی شائبه جناب آقای دکتر علی کیهانی تشکر کنم . که با صبر و حوصله و تسلط بی نظیر بر مطالب و برخورد بسیار عالی اینجانب را در حل مشکلات راهنمایی کردند ، برای ایشان موفقیت و پایداری در تمام لحظات زندگی را آرزومندم.

از جناب آقای دکتر بهروز حسنی و همیاری های فراموش نشدنی ایشان در پیشبرد پایان نامه کمال سپاس و قدردانی را دارم و برای ایشان آرزوی شادکامی می کنم.

ضمناً از تمامی اساتید محترم گروه عمران ، به ویژه آقای دکتر احمدی و آقای دکتر علایی کمال تشکر و قدردانی را دارم.

همچنین از آقای مهندس ظریف به خاطر راهنماییهای سودمندشان بسیار ممنون هستم .

فهرست مطالب

عنوان

صفحه

فصل اول / مقدمه

- ۱-۱ مقدمه ۲
- ۲-۱ مروری بر تحقیقات انجام شده ۴
- ۳-۱ اهداف ۵

فصل دوم / مروری بر مقاوم سازی ساختمانهای بلند

- ۱-۲ تاریخچه ساختمانهای بلند ۸
- ۱-۱-۲ تعریف برج ۱۰
- ۲-۲ بررسی انواع سیستمهای مقاوم در برابر بارهای جانبی ۱۱
- ۱-۲-۲ قاب صلب ۱۲
- ۲-۲-۲ قاب مهاربندی شده ۱۳
- ۳-۲-۲ قاب صلب با مهاربندی ۱۵
- ۴-۲-۲ سیستمهای مرکب از دیوار برشی وقاب توام باخرپاهای کمربندی صلب ۱۶
- ۵-۲-۲ قاب لوله‌ای ۱۷
- ۶-۲-۲ سیستم لوله تودرتو و قاب لوله‌ای مهاربندی شده ۱۸
- ۳-۲ افزایش سطوح بازشوها در همکف ۲۱

فصل سوم / بررسی رفتار سیستمهای قاب لوله‌ای، کمربند خریائی و هسته برشی

۱-۳	مقدمه	۲۵
۲-۳	تحلیل قاب لوله‌ای بروش کؤل	۲۵
۱-۲-۳	خواص صفحات ارتوتروپیک معادل در روش کؤل	۳۱
۳-۳	روش پنج عضو قائم	۳۳
۱-۳-۳	تعیین تنشهای برشی و محوری	۳۳
۲-۳-۳	عامل صلبیت برشی، خمشی و لنگی برش	۳۵
۴-۳	تحلیل قاب لوله‌ای بروش کوان	۳۸
۱-۴-۳	مقدمه	۳۸
۲-۴-۳	روش آنالیز	۳۹
۳-۴-۳	اثرات تغییر پارامترها بر روی لنگی برش	۴۱
۴-۴-۳	تنشهای محوری	۴۲
۵-۴-۳	تغییر مکان جانبی	۴۳
۵-۳	بررسی رفتار هسته برشی بروش کوان	۴۳
۱-۵-۳	تخمین ضرائب تنش	۴۷
۲-۵-۳	محدوده کاربرد روابط لنگی برش و جابجائی	۴۷
۶-۳	سیستم قاب ساده، هسته مرکزی و مهار کمربندی	۴۸
۱-۶-۳	روش تحلیل	۵۰
۲-۶-۳	تعیین موقعیت بهینه برای یک خریای کمربندی	۵۴
۷-۳	دیوار برشی کوپله مهار شده توسط کمربند خریائی	۵۶
۱-۷-۳	معادلات پایه	۵۸
۲-۷-۳	معادله جریان برش	۵۹
۳-۷-۳	معادلات تعادل و سازگاری	۵۹
۴-۷-۳	معادله تغییر شکل	۶۱

۶۱.....	۳-۷-۵ نیروهای محوری و لنگرهای خمشی.....
۶۱.....	۳-۸ قابهای محیطی تو در تو
۶۳.....	۳-۸-۱ تغییر شکل‌های قائم لوله خارجی و داخلی
۶۵.....	۳-۸-۲ روش آنالیز
۶۷.....	۳-۸-۳ تغییر شکل و تنشها

فصل چهارم / بررسی تاثیر کمربند خریائی در بهبود رفتار قاب لوله‌ای.....۶۹

۷۰.....	۴-۱ مقدمه
۷۱.....	۴-۲ دلایل بررسی لنگی برش در پای سازه و تراز میانی.....
۷۳.....	۴-۳ مشخصات سازه‌های آنالیز شده
۷۵.....	۴-۴ سازه سی طبقه
۸۶.....	۴-۵ سازه چهل طبقه
۱۰۴.....	۴-۶ سازه‌های پنجاه و شصت طبقه
۱۱۶.....	۴-۷ بررسی تاثیر کمربند و هسته مرکزی در کاهش جابجائی و لنگی برش
۱۱۹.....	۴-۸ تاثیر بریدن هسته برشی در تراز فوقانی کمربند خریائی بر توزیع تنش و جابجائی

فصل پنجم / روش پیشنهادی جهت آنالیز سازه ترکیبی قاب لوله‌ای، هسته برشی و مهار

کمربندی

۱۳۲.....	۵-۱ مقدمه
۱۳۲.....	۵-۲ فرضیات روش پیشنهادی جهت آنالیز تقریبی قاب لوله‌ای، هسته مرکزی و کمربند خریائی.....
۱۳۳.....	۵-۳ روابط انرژی جهت تحلیل تقریبی سازه
۱۳۴.....	۵-۴ ضرائب لنگی برش
۱۳۵.....	۵-۵ تنشهای محوری
۱۳۸.....	۵-۶ تغییر مکان جانبی سازه ترکیبی قاب لوله‌ای، هسته مرکزی و کمربند خریائی.....

۷-۵ مقایسه نتایج روش پیشنهادی با آنالیز کامپیوتری ۱۳۹

فصل ششم / نتیجه گیری و پیشنهادات ۱۵۸

۱-۶ نتیجه گیری ۱۵۹

۲-۶ پیشنهادات برای مطالعات آینده ۱۶۲

مراجع ۱۶۳

پیوست الف / خواص معادل اعضاء و پانلها ۱۶۵

فهرست جدول‌ها

عنوان

صفحه

جدول ۳-۱: ضرائب لنگی برش در پای هسته برشی.....	۴۶
جدول ۴-۱: مشخصات هندسی قاب و هسته برشی.....	۷۳
جدول ۴-۲: مشخصات مصالح اعضای قاب و هسته برشی.....	۷۳
جدول ۴-۳: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت.....	۱۱۶
جدول ۴-۴: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه چهار طبقه تحت بار گسترده مثلثی.....	۱۱۶
جدول ۴-۵: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه چهار طبقه تحت بار گسترده یکنواخت.....	۱۱۷
جدول ۴-۶: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه چهار طبقه تحت بار گسترده متمرکز.....	۱۱۷
جدول ۴-۷: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت.....	۱۱۸
جدول ۴-۸: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت.....	۱۱۸
جدول ۴-۹: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت.....	۱۲۹
جدول ۴-۱۰: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه چهار طبقه تحت بار گسترده مثلثی.....	۱۲۹
جدول ۴-۱۱: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت.....	۱۳۰
جدول ۴-۱۲: درصد کاهش جابجائی و لنگی برش در سازه شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت.....	۱۳۰
جدول ۵-۱: ضرائب لنگی برش در قاب لوله‌ای.....	۱۳۴
جدول ۶-۱: مقایسه نتایج آنالیز دقیق و تقریبی در سازه سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت.....	۱۶۱

جدول ۶-۲: مقایسه نتایج آنالیز دقیق و تقریبی در سازه چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ۱۶۱

جدول ۶-۳: مقایسه نتایج آنالیز دقیق و تقریبی در سازه چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ۱۶۱

جدول ۶-۴: مقایسه نتایج آنالیز دقیق و تقریبی در سازه پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ۱۶۲

- شکل ۲-۱۵: مقایسه تعداد طبقات قابل حصول توسط انواع سیستمهای سازه‌ای..... ۲۳
- شکل ۳-۱: مدل واقعی و جایگزین سازه قاب لوله‌ای..... ۲۶
- شکل ۳-۲: نماد گذاری تنشها..... ۲۶
- شکل ۳-۳: جایگزینی پانل قاب توسط المان طره‌ای برشی معادل..... ۳۲
- شکل ۳-۴: پیکره آزاد تنش در مدل سه عضو قائم..... ۳۳
- شکل ۳-۵: مدل سه عضو قائم..... ۳۳
- شکل ۳-۶: مدل تحلیلی برای محاسبه صلبیت برشی..... ۳۵
- شکل ۳-۷: عامل لنگی برش در مدل سه عضو قائم..... ۳۷
- شکل ۳-۸: الف-پیکره آزاد تنش در مدل پنج عضو قائم ب-عامل لنگی برش در مدل پنج عضو قائم..... ۳۷
- شکل ۳-۹: نمونه قاب لوله‌ای تحت بار جانبی..... ۳۸
- شکل ۳-۱۰: توزیع تنشهای محوری در قاب محیطی..... ۳۹
- شکل ۳-۱۱: مدل سازی قاب لوله‌ای در روش کوان..... ۴۰
- شکل ۳-۱۲: تغییرات ضرائب لنگی برش..... ۴۲
- شکل ۳-۱۳: رفتار مهاربند افقی و هسته مرکزی..... ۴۹
- شکل ۳-۱۴: پلان یک سازه با خریای میانی، هسته برشی و مهار کمربندی..... ۵۱
- شکل ۳-۱۵: طره فندار..... ۵۱
- شکل ۳-۱۶: سیستم دیوار کویله سخت شده با مهار کمربندی..... ۵۸
- شکل ۳-۱۷: دیاگرام آزاد کمربند خریائی..... ۶۰
- شکل ۳-۱۸: قاب لوله‌ای معادل سازی شده با لوله‌های داخلی..... ۶۳
- شکل ۳-۱۹: پلان سازه لوله در لوله معادل..... ۶۴
- شکل ۳-۲۰: توزیع تنش ناشی از بارهای جانبی در سازه لوله در لوله..... ۶۵
- شکل ۴-۱: مدل شماتیک سازه سی طبقه..... ۷۰
- شکل ۴-۲: مدل شماتیک سازه چهار طبقه..... ۷۰
- شکل ۴-۳: مدل شماتیک سازه پنجاه طبقه..... ۷۱

- شکل ۴-۴: مدل شماتیک سازه شصت طبقه..... ۷۱
- شکل ۴-۵: توزیع تنش در ارتفاع قاب لوله‌ای ۷۲
- شکل ۴-۶: تغییرات ضرائب لنگی برش ۷۳
- شکل ۴-۷: قابهای لوله‌ای تو در تو..... ۷۴
- شکل ۴-۸: پلان و نمای سازه‌های قاب محیطی ۳۰، ۵۰ و ۷۰ طبقه..... ۷۴
- شکل ۴-۹: جابجائی سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$) ۷۷
- شکل ۴-۱۰: جابجائی سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/4$) ۷۷
- شکل ۴-۱۱: جابجائی سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۷۸
- شکل ۴-۱۲: جابجائی سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) ۷۸
- شکل ۴-۱۳: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$) ۷۹
- شکل ۴-۱۴: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$) ۷۹
- شکل ۴-۱۵: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) .. ۸۰
- شکل ۴-۱۶: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۸۰
- شکل ۴-۱۷: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/4$) ۸۱
- شکل ۴-۱۸: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/4$) ۸۱
- شکل ۴-۱۹: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۸۲
- شکل ۴-۲۰: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۸۲
- شکل ۴-۲۱: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$) ۸۳

- شکل ۴-۲۲: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5*F.S.$)
 ۸۳.....
- شکل ۴-۲۳: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)
 شکل ۴-۲۴: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)
 شکل ۴-۲۵: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H$)
 شکل ۴-۲۶: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H$)
 شکل ۴-۲۷: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.S.=5*F.S.$)
 شکل ۴-۲۸: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/6$)
 شکل ۴-۲۹: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/4$)
 شکل ۴-۳۰: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H$)
 شکل ۴-۳۱: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.S.=5*F.S.$)
 شکل ۴-۳۲: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.S.=5*F.S.$)
 شکل ۴-۳۳: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/6$)
 شکل ۴-۳۴: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/4$)
 شکل ۴-۳۵: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H$)
 شکل ۴-۳۶: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.S.=5*F.S.$)
 شکل ۴-۳۷: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.S.=5*F.S.$)
 شکل ۴-۳۸: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/6$)
 شکل ۴-۳۹: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/6$)
 شکل ۴-۴۰: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=3H/4$)
 شکل ۴-۴۱: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5*F.S.$)
 شکل ۴-۴۲: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)
 شکل ۴-۴۳: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$)
 شکل ۴-۴۴: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H$)

- شکل ۴-۴۵: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5*F.S.$) ۹۶
- شکل ۴-۴۶: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5*F.S.$) ۹۶
- شکل ۴-۴۷: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۹۷
- شکل ۴-۴۸: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۹۷
- شکل ۴-۴۹: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5*F.S.$) ۹۸
- شکل ۴-۵۰: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5*F.S.$) ۹۸
- شکل ۴-۵۱: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۹۹
- شکل ۴-۵۲: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/4$) ۹۹
- شکل ۴-۵۳: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار متمرکز ($B.S.=5*F.S.$) ۱۰۰
- شکل ۴-۵۴: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار متمرکز ($B.L.=H/6$) ۱۰۰
- شکل ۴-۵۵: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار متمرکز ($B.L.=H/2$) ۱۰۱
- شکل ۴-۵۶: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار متمرکز ($B.L.=H$) ۱۰۱
- شکل ۴-۵۷: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار متمرکز ($B.S.=5*F.S.$) ۱۰۲
- شکل ۴-۵۸: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار متمرکز ($B.S.=5*F.S.$) ۱۰۲
- شکل ۴-۵۹: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار متمرکز ($B.L.=H/6$) ۱۰۳
- شکل ۴-۶۰: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار متمرکز ($B.L.=H/4$) ۱۰۳
- شکل ۴-۶۱: جابجائی سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5*F.S.$) ۱۰۵
- شکل ۴-۶۲: جابجائی سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۱۰۵

- شکل ۴-۶۳: جابجائی سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/4$)..... ۱۰۶
- شکل ۴-۶۴: جابجائی سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$)..... ۱۰۶
- شکل ۴-۶۵: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$) ۱۰۷
- شکل ۴-۶۶: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$) ۱۰۷
- ۱۰۷
- شکل ۴-۶۷: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۱۰۸
- شکل ۴-۶۸: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/4$) ۱۰۸
- ۱۰۸
- شکل ۴-۶۹: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$) ۱۰۹
- شکل ۴-۷۰: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$) ۱۰۹
- ۱۰۹
- شکل ۴-۷۱: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۱۱۰
- ۱۱۰
- شکل ۴-۷۲: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۱۱۰
- ۱۱۰
- شکل ۴-۷۳: جابجائی سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$)..... ۱۱۱
- شکل ۴-۷۴: جابجائی سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)..... ۱۱۱
- شکل ۴-۷۵: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$) ۱۱۲
- ۱۱۲
- شکل ۴-۷۶: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$) ۱۱۲
- ۱۱۲
- شکل ۴-۷۷: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۱۱۳
- ۱۱۳

شکل ۴-۷۸: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)	۱۱۳
شکل ۴-۷۹: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$)	۱۱۴
شکل ۴-۸۰: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$)	۱۱۴
شکل ۴-۸۱: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)	۱۱۵
شکل ۴-۸۲: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)	۱۱۵
شکل ۴-۸۳: مدل شماتیک سازه چهل طبقه با هسته برشی قطع شده	۱۱۹
شکل ۴-۸۴: جابجائی سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$)	۱۲۰
شکل ۴-۸۵: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$)	۱۲۰
شکل ۴-۸۶: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$)	۱۲۱
شکل ۴-۸۷: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 * F.S.$)	۱۲۱
شکل ۴-۸۸: جابجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.S.=5 * F.S.$)	۱۲۲
شکل ۴-۸۹: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.S.=5 * F.S.$)	۱۲۲
شکل ۴-۹۰: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.S.=5 * F.S.$)	۱۲۳

شکل ۴-۹۱: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.S.=5 \cdot F.S.$)

..... ۱۲۳

شکل ۴-۹۲: جابجائی سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)..... ۱۲۴

شکل ۴-۹۳: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی پتجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)

..... ۱۲۴

شکل ۴-۹۴: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی پتجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)

..... ۱۲۵

شکل ۴-۹۵: توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی پتجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)

..... ۱۲۵

شکل ۴-۹۶: توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی پتجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)

..... ۱۲۶

شکل ۴-۹۷: جابجائی سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)..... ۱۲۶

شکل ۴-۹۸: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)

..... ۱۲۷

شکل ۴-۹۹: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)

..... ۱۲۷

شکل ۴-۱۰۰: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)

..... ۱۲۸

شکل ۴-۱۰۱: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.S.=5 \cdot F.S.$)

..... ۱۲۸

شکل ۵-۱: مشابه سازی قاب لوله‌ای با غشاء ارتوتروپیک..... ۱۳۷

شکل ۵-۲: پلان سازه‌های آنالیز شده در فصل چهارم و پنجم..... ۱۳۹

شکل ۵-۳: جابجائی سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)..... ۱۴۰

شکل ۵-۴: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)..... ۱۴۰

- شکل ۵-۵: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۱۴۱
- شکل ۵-۶: جابجائی سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) ۱۴۱
- شکل ۵-۷: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) ۱۴۲
- شکل ۵-۸: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) ۱۴۲
- شکل ۵-۹: جابجائی سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۱۴۳
- شکل ۵-۱۰: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ... ۱۴۳
- شکل ۵-۱۱: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۱۴۴
- شکل ۵-۱۲: جابجائی سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/6$) ۱۴۴
- شکل ۵-۱۳: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/6$) ۱۴۵
- شکل ۵-۱۴: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/6$) ۱۴۵
- شکل ۵-۱۵: جابجائی سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/2$) ۱۴۶
- شکل ۵-۱۶: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/2$) ۱۴۶
- شکل ۵-۱۷: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=H/2$) ۱۴۷
- شکل ۵-۱۸: جابجائی سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=3H/4$) ۱۴۷
- شکل ۵-۱۹: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=3H/4$) ۱۴۸
- شکل ۵-۲۰: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلثی ($B.L.=3H/4$) ۱۴۸
- شکل ۵-۲۱: جابجائی سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۱۴۹
- شکل ۵-۲۲: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ... ۱۴۹
- شکل ۵-۲۳: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$)
- ۱۵۰
- شکل ۵-۲۴: جابجائی سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) ۱۵۰
- شکل ۵-۲۵: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) ... ۱۵۱
- شکل ۵-۲۶: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) ۱۵۱
- شکل ۵-۲۷: جابجائی سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۱۵۲

شکل ۵-۲۸: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۱۵۲

شکل ۵-۲۹: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۱۵۳

شکل ۵-۳۰: جابجائی سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۱۵۳

شکل ۵-۳۱: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ... ۱۵۴

شکل ۵-۳۲: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/6$) ۱۵۴

شکل ۵-۳۳: جابجائی سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) ۱۵۵

شکل ۵-۳۴: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) ... ۱۵۵

شکل ۵-۳۵: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=H/2$) .

..... ۱۵۶

شکل ۵-۳۶: جابجائی سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۱۵۶

شکل ۵-۳۷: توزیع تنش در بال سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۱۵۷

شکل ۵-۳۸: توزیع تنش در جان سازه ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت ($B.L.=3H/4$) ۱۵۷

نماد گذاری

$\theta_{C_i}, \theta_{C_d}, \theta_{C_p}$ - دوران در تراز کمر بند تحت بارهای گسترده مثلثی، گسترده یکنواخت و متمرکز
 a و b - نصف طول قاب بال و جان
 α و β - ضرائب لنگی برش در قابهای جان و بال تحت سه نوع بار استاندارد
 α_M و β_M - ضرائب لنگی برش در قابهای جان و بال تحت لنگر متمرکز
 ϕ - دوران یک طبقه دلخواه از قاب لوله‌ای
 C و K - به ترتیب ارتفاع کمر بند از پای سازه و سختی دورانی کمر بند
 E_f, G_w, G_f, E_w - مدولهای برشی و الاستیسیته معادل در پانلهای بال و جان
 EI - سختی خمشی مؤثر سازه تحت سه نوع بارگذاری استاندارد
 MEI - سختی خمشی مؤثر سازه تحت لنگر متمرکز
 S و M - برش و ممان حاصل از بارهای خارجی
 n_f و n_w - سختیهای برشی نسبی در قابهای بال و جان برای لنگر متمرکز
 m_f و m_w - سختیهای برشی نسبی در قابهای بال و جان برای سه نوع بار استاندارد
 P, U, T - شدت بارهای گسترده مثلثی، گسترده یکنواخت و متمرکز
 t_f و t_w - ضخامت معادل در قابهای بال و جان
 w' و w - تغییر شکل محوری پانلهای بال و جان
 ε'_z و ε_z - کرنشهای محوری پانلهای بال و جان
 γ_{yz} و γ_{xz} - کرنشهای برشی پانلهای بال و جان
 σ'_z و σ_z - تنشهای محوری قابهای بال و جان قبل از اعمال اصل جمع آثار قوا
 σ'_{S_z} و σ_{S_z} - تنشهای محوری قابهای بال و جان بعد از اعمال اصل جمع آثار قوا
 A_c و A_{ci} - سطح مقطع ستون گوشه در قاب لوله‌ای خارجی و داخلی
 d - دهانه قاب
 F_1, F_2 و F_3 - توابع طراحی
 G - مدول برشی
 H - ارتفاع قاب محیطی
 h - ارتفاع طبقه
 I - ممان دوم سطح قاب لوله‌ای
 I_d - ممان دوم تیرها
 I_h - ممان دوم ستونها
 m - نسبت هندسی
 P - بار متمرکز در تراز فوقانی سازه
 p - شدت بار جانبی بر واحد ارتفاع

S, S_0 و S_i - توابع تنش
 x و y - مختصه‌های افقی و قائم
 z و z' - مختصه قائم
 γ - کرنش برشی
 δ - تغییر شکل تراز فوقانی سازه لوله‌ای
 $\xi = z/H$ - مختصه قائم بدون بعد
 λ - نسبت هندسی
 τ - تنش برشی
 σ و σ_b - تنشهای مستقیم در قاب لوله‌ای و تیر ساده
 A_1, A_2 و A_3 - سطوح اعضای قائم ۱، ۲ و ۳
 b_1, b_2 و b_3 - عرض پانلهای ۱، ۲ و ۳
 d_c و d_d - به ترتیب عرض تیر و ستون
 E_1, E_2 و E_3 - مدولهای الاستیسیته اعضای قائم ۱، ۲ و ۳
 G_1t_1, G_2t_2 و G_3t_3 - سختیهای برشی پانلهای ۱، ۲ و ۳
 r - عامل لنگی برش
 s_1 و s_3 - پارامترهای بدون بعد
 u_1, u_2 و u_3 - تغییر مکانهای محوری میله‌های ۱، ۲ و ۳
 I_w و I_f - ممان اینرسی‌های جان و بال
 λ_d و λ_s - عوامل تغییر شکل و تنش
 v - ضریب پواسون
 ρ - نسبت فولاد
 σ_m - تنش محل تقاطع پانلهای بال و جان
 θ_w, θ_s و θ_l - چرخش طره تحت اثر بارگذاری جانبی، چرخش فنر، چرخش نهائی، در $z = L$
 M_x - لنگر در نقطه x
 K_x - سختی فنریت در نقطه x که برابر است با: $\frac{AE}{L-x} * \frac{d^2}{2}$
 L و x - ارتفاع ساختمان، محل قرارگیری مهار کمربندی
 A_1 و A_2 - سطح مقطع دیوارهای برشی
 A_{c1} و A_{c2} - سطح مقطع ستونهای محیطی
 b_1 و b_2 - فاصله بین نقطه عطف محیط پیوسته و محور مرکزی دیوارها
 $D_1, D_2, \dots, D_6$ - توابعی که نحوه تغییر مکان را برحسب x بیان می‌کنند.
 d_1 و d_2 - پهنای دیوارها
 E_s و E'_s - مدول الاستیسیته مهارهای بازوئی داخلی و خارجی

F_1 و F_2 - نیروی محوری در ستونهای محیطی
 $f_1, f_2, \dots, f_6$ - توابعی که نحوه جریان برش را بر حسب x بیان می کنند.
 I_1, I_2 و I_c - ممان دوم سطوح دیوارها و تیرهای اتصالی
 I'_s و I'_s - ممان دوم سطح مهارهای بازوئی در دهانه های داخلی و خارجی
 $K_0, K_1, \dots, K_4$ - پارامترهای مشخصه دیوارهای برشی کوپله
 l_1 و l_2 - فاصله محور تا محور دیوارها و ستونها
 M_1 و M_2 - ممانهای مقاوم در تراز فوقانی دیوار، ناشی از وجود مهار کمربندی
 T_1 و T_2 - نیروهای محوری مقاوم در تراز فوقانی دیوار، ناشی از وجود مهار کمربندی
 ρ_a - نسبت سطح ستونها به سطح دیوارها
 b_i و c_i - نصف عرض پانلهای بال و جان داخلی
 I_N و I_{iN} - ممان دوم سطح پانل بال در لوله های خارجی و داخلی
 $M(z)$ و $M_i(z)$ - ممان خمشی کل سیستم و ممان خمشی لوله داخلی
 M_z - ممان القائی
 N - تعداد لوله های داخلی
 $P_e(z)$ و $P_i(z)$ - به ترتیب نیروهای برشی لوله های خارجی و داخلی
 $U_{i1}(z, y)$ و $U_{i2}(z, x)$ - توزیع تغییر مکان در پانلهای بال و جان لوله های داخلی
 $U(z, y)$ و $U_2(z, x)$ - توزیع تغییر مکان در پانلهای بال و جان لوله خارجی
 $u'_{i1}(z)$ و $u'_{i2}(z)$ - توابع نامعین توزیع کرنش در پانلهای بال و جان لوله های داخلی
 $u'_1(z)$ و $u'_2(z)$ - توابع نامعین توزیع کرنش در پانلهای بال و جان لوله خارجی
 $u_{i1}(z)$ و $u_{i2}(z)$ - توابع نامعین توزیع تغییر مکان در پانلهای بال و جان لوله های داخلی
 $u_1(z)$ و $u_2(z)$ - توابع نامعین توزیع تغییر مکان در پانلهای بال و جان لوله خارجی
 V - انرژی پتانسیل کل سازه
 $V_{is}(z)$ و $V_{il}(z)$ - انرژی های پتانسیل و کرنشی در لوله های داخلی
 $V_s(z)$ و $V_l(z)$ - انرژی های پتانسیل و کرنشی در لوله خارجی
 X و Y - متغیرهای تابع نامعین $u_1(z)$
 X_i و Y_i - متغیرهای تابع نامعین $u_{i1}(z)$
 ε_{zf} و ε_{zw} - کرنشهای پانلهای بال و جان لوله خارجی
 ε_{zif} و ε_{ziw} - کرنشهای پانلهای بال و جان لوله های داخلی

چکیده

قاب محیطی ترکیبی است از ستونهایی با فاصله کم و تیرهای عمیق که در تمام محیط پیرامونی ساختمان قرار دارد. جهت کاهش تغییر مکان جانبی و روشهای متعددی ارائه شده است که از آن جمله می‌توان به افزودن کمر بند خریائی به سیستم ترکیبی قاب محیطی و هسته مرکزی اشاره کرد. کمر بند خریائی در ترکیب با قاب محیطی و هسته مرکزی همانند یک فنر خمشی در ترکیب با تیر کنسول عمل می‌کند که سختی آن بستگی به محل قرارگیری کمر بند دارد. موقعیت کمر بند و همچنین مشخصات عناصر تشکیل‌دهنده آن تأثیر زیادی در کنترل تغییر مکان جانبی و همچنین تعدیل تنشها در ستونهای تشکیل دهنده قاب محیطی دارد. در این مجموعه با انجام مطالعات پارامتریک با استفاده از نرم‌افزار SAP2000، چند ساختمان بلند با ارتفاعهای متفاوت مجهز به سیستم قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی مورد بررسی واقع شده‌اند. با تغییر موقعیت کمر بند خریائی، تأثیر آن بر روی تغییر مکان جانبی و توزیع تنش در ستونهای قاب محیطی مورد بررسی قرار گرفته و بهترین موقعیت کمر بند خریائی بدست آمده است. سپس با ثابت در نظر گرفتن موقعیت کمر بند سطح مقطع اعضای تشکیل دهنده آن به نحوی تغییر داده شده تا بهترین سختی برای کمر بند در ترکیب با هسته مرکزی حاصل گردد. در موقعیت بهینه برای دو کمر بند خریایی در سازه های بلند را نیز بررسی می کنیم

کلیدواژه: سازه های بلند - کمر بند خریایی - سازه های فولادی بلند مرتبه - برجهای

۱-۱ مقدمه

رشد شهرنشینی و افزایش جمعیت شهری در جهان، ایجاد ساختمانهای بلند را به عنوان راه حلی در جهت حل مسائل مسکن شهروندان مطرح ساخته است. ایجاد ساختمانهای بلند علیرغم پیشرفت و گسترش دامنه‌های فنی مربوط به خود، همواره با انتقاداتی از نظر اجتماعی، اقتصادی، محیطی و کالبدی و دیگر وجوه مربوط به آن در عرصه‌های شهری روبرو بوده است. در چهاچوب این مباحث، موقعیت ایجاد ساختمانهای بلند از نظر کالبدی در قالب کاربری اراضی شهری جایگاه ویژه‌ای داشته است. این جایگاه از آن نظر اهمیت دارد که به زعم بسیاری از دست‌اندرکاران و متخصصان شهرسازی، برنامه‌ریزی مناسب کاربری زمین شهری که در آن موقعیت ساختمانهای بلند نیز قابل جایابی باشد، می‌تواند در کاهش بسیاری از عوارض اجتماعی و هزینه‌های اقتصادی و تنظیم شرایط محیطی نقش تعیین‌کننده‌ای داشته باشد. هدف از ایجاد ساختمانهای بلند، استفاده از فضای بیشتر به منظور پاسخگویی به نیازهای مختلف شهروندان است. این مورد ضمن صرفه جویی در مصرف زمین و تسهیم قیمت آن به نسبت استفاده‌کنندگان، راه حلی در جهت جلوگیری از مصرف بی‌رویه زمین، مقابله با کمبود آن و گسترده شدن سطوح شهری محسوب می‌شود. اگر چه در سطح شهرهای جهان، ایجاد ساختمانهای بلند، بیشتر در اراضی متراکم و گران قیمت شهرها و بویژه در محدوده‌های تجاری و اداری و غالباً در جهت پاسخ به همین عملکردها صورت می‌گیرد، ولی در چند دهه اخیر ایجاد ساختمانها به منظور پاسخگویی به نیازهای مسکونی نیز مورد توجه قرار گرفته و در قسمتهایی از محله‌های شهری، ایجاد چنین ساختمانهایی گسترش یافته است. در عصر صنعت، کشورهای پیشرفته صنعتی در تجربه ایجاد ساختمانهای بلند تقدم دارند ولی این پدیده در شهرهای بزرگ و پر تراکم کشورهای در حال توسعه

نیز در طول چند دهه اخیر شدت یافته است. هدف از ایجاد ساختمانهای بلند بیشتر از آن جهت است که ضمن صرفه جویی در مساحت زمین و سرشکن کردن قیمت آن برای ساکنان، قیمت مسکن را با سطح درآمد خانوارها هماهنگ ساخته و راه حل مناسبی را در جهت پاسخگویی به نیاز مسکونی ساکنان شهرها در پیش روی می‌گذارد. از همین روی استفاده از ساختمانهای بلند مسکونی چه از نظر سطح درآمد متقاضیان و چه از نظر حل مشکلات سازمانهای شهری چاره‌ای مناسب به شمار می‌آید. در عین حال قبل از ایجاد ساختمانهای مرتفع مسکونی، باید تمهیدات مقدماتی لازم در زمینه همجواریهای شهری، ظرفیت راهها، تاسیسات عمومی و زیر بنایی شهر انجام گرفته باشد. پس از در نظر گرفتن کلیه جوانب ایجاد یک سازه بلند می‌باید سیستم سازه‌ای مناسبی برای ساختمان تعبیه گردد.

یکی از مهمترین مسائل پیش روی طراحان انتخاب نوع سیستم مقاوم در برابر بارهای اعمالی به ساختمان است. با در نظر گرفتن هر یک از انواع سیستمهای سازه‌ای نمی‌توان به راه حل معقول و بهینه‌ای دست یافت.

لازم است که طراح بتواند بهترین نوع سیستم سازه‌ای را مشخص کرده و طراحی را بر اساس آن انجام دهد. یکی از راههای اقتصادی پذیرفته شده جهت احداث ساختمانهای بلند استفاده از قاب محیطی است. فرم اولیه قابهای محیطی شامل ستونهایی نزدیک بهم در پیرامون سازه می‌باشد که در تراز طبقات توسط تیرهای عمیق به یکدیگر متصل شده‌اند و تشکیل یک مستطیل شامل چهار قاب صلب عمود بر هم را می‌دهند. در قابهای محیطی متغیرهای زیادی باعث توزیع نیروهای داخلی می‌گردد که از آن جمله می‌توان به ممان اینرسی، سطح مقطع تیر و ستونها، فاصله بین ستونها، ارتفاع طبقات، ابعاد سازه و غیره اشاره کرد. رفتار قابهای محیطی بسیار پیچیده‌تر از رفتار یک مقطع مستطیلی بسته می‌باشد و در عین حال سختی آن نیز کمتر است. اگرچه سیستم قاب محیطی سازه‌ای پر بازده برای مقابله در برابر نیروهای جانبی است، ولی پتانسیل سختی آن با رفتار طره‌ای قابهای جان (در اثر خمش ستونها و تیرها) و لنگی برش در قابهای بال که موجب تقلیل سهم آنها در تحمل لنگهای خمشی می‌شود، کاهش می‌یابد و در نتیجه تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای خواهند داشت. روشهای متعددی جهت کاهش تغییر مکان و لنگی برش ارائه شده است. مثلاً با افزودن پانلهای جان متشکل از قابهای میانی در سرتاسر عرض

ساختمان و ایجاد یک سازه قاب محیطی دسته شده می‌توان تغییر مکان جانبی سازه را کم کرد. راه حل عملی دیگر جهت افزایش بازدهی سازه‌های قاب محیطی، اضافه کردن مهاربندی‌های قطری به وجوه سازه می‌باشد. در این حالت، فاصله ستونهای خارجی زیاد می‌شوند و اعضای قطری که معمولاً به زاویه ۴۵ درجه نسبت به قائم قرار می‌گیرند، ستونهای خارجی و تیرهای کناری را به یکدیگر وصل نموده و تشکیل قابهای مهاربندی شده در نمای ساختمان می‌دهند. همچنین با افزودن کمربندی خریائی به سازه قاب محیطی می‌توان توزیع تنشها و تغییر مکانها را متعادل کرد. در صورت اضافه شدن هسته مرکزی و اتصال آن به کمربند خریائی که توسط مهارهای بازوئی انجام می‌گیرد، یک سازه محیطی طره بسیار صلب که رفتاری نزدیک به سازه جداره‌ای صلب کامل دارد، ایجاد می‌گردد.

۱-۲ مروری بر تحقیقات انجام شده

قاب محیطی را می‌توان بصورت یک تیر قوطی شکل طره مدل نمود. آنالیز تیرهای قوطی طره نیز طبق قوانین مقاومت مصالح مقدماتی با رابطه خمشی کلاسیک قابل محاسبه است. جهت آنالیز قابهای محیطی روشهای متعددی ارائه شده است. کؤل (Coull) در سال ۱۹۷۵ روشی را بر اساس تئوری الاستیسیته ارائه نمود. در این روش سازه بصورت صفحات ارتوتروپیک معادل، مدل سازی شده و روابط تعادل و سازگاری در سازه معادل ارضاء می‌گردند [۱]. در سال ۱۹۷۸ کؤل (Coull) روشی را جهت بدست آوردن تغییر مکان قاب محیطی ارائه کرد [۲]. کوان (Kwan) در سال ۱۹۹۴ با استفاده از صفحه‌های ارتوتروپیک معادل، روابط انرژی و روابط تئوری الاستیسیته، معادلاتی را برای تعیین تنش در ستونها و همچنین بدست آوردن تغییر مکان جانبی سازه قاب لوله‌ای ارائه نمود [۳]. کانور (Connor) و پوانگر (Pouangare) در سال ۱۹۹۱ روش پنج عضو قائم را که در روش فوق سازه به تیرها و صفحه‌های عمودی، معادل سازی و با محاسبه سختی برشی و خمشی اعضاء، روابطی را برای تنشهای موجود در ستونها پیشنهاد نموده‌اند [۴]. روشهای متعدد دیگری نیز جهت آنالیز قابهای محیطی ارائه شده‌اند [۵، ۶، ۷، ۸، ۹]. جهت افزایش بازدهی سازه و نزدیک کردن رفتار قاب لوله‌ای به رفتار جداره‌ای صلب کامل،

فرم سنتی این نوع قابها دستخوش تغییرات گوناگونی گردید که از آن جمله می‌توان به افزودن پانلهای میانی در سرتاسر عرض سازه، ایجاد مهاربندی‌های کلی در وجوه سازه [۱۰] و همچنین افزودن هسته مرکزی و کمربند خرپائی اشاره کرد [۱۱ و ۱۲]. یکی دیگر از روشها جهت بهبود رفتار قاب لوله‌ای، افزودن قابهای لوله‌ای داخلی به سازه اولیه می‌باشد. در این حالت توزیع تنش و تغییرمکان تعدیل چشمگیری می‌یابند [۱۳ و ۱۴]. جهت بررسی پارامترهای موثر بر رفتار سازه ترکیبی قاب لوله‌ای، هسته مرکزی و کمربند خرپائی نیاز به شناخت رفتار و عملکرد تک تک سازه‌های تشکیل دهنده سیستم ترکیبی می‌باشد. رفتار هسته مرکزی تحت اثر پیچش و نیز تاثیر پدیده لنگی برش بر این سازه در مراجع [۱۵ و ۱۶] بررسی شده است. رفتار مهارهای بازوئی و کمربند خرپائی در سیستم‌هایی متفاوت مانند دیوار برشی کوپله و قاب ساده و تاثیر آن بر کاهش جابجایی و بهینه کردن رفتار سازه در مراجع [۱۷ و ۱۸] آمده است. سیستمهای موثر و گوناگون سازه‌ای جهت افزایش بازدهی سازه قاب محیطی و نیز ارائه شیوه‌هایی نوین جهت افزایش ارتفاع سازه‌ها و استفاده بهینه از مصالح در مرجع [۱۹] قابل دستیابی است.

۳-۱ اهداف

با توجه به روشهای بخش قبل جهت آنالیز قاب محیطی مشاهده می‌شود که دوعامل، تغییر شکل برشی قابهای موازی بار جانبی و تغییر شکل محوری ستونهای تشکیل دهنده قابهای عمود بر جهت بار جانبی، مقاومت سیستم در برابر بارهای زلزله و باد را تامین می‌کند. لیکن پدیده لنگی برش باعث افزایش نیروی محوری ستونهای گوشه و کاهش آن در ستونهای میانی قابهای بال می‌گردد. بنابراین سختی سازه کاهش می‌یابد. در این مجموعه سعی شده تا تاثیر کمربند خرپائی و هسته مرکزی بر رفتار سیستم قاب محیطی بررسی گردد. جهت کاهش پدیده لنگی برش و همچنین تغییر مکان جانبی قاب لوله‌ای، می‌توان یک هسته مرکزی با صلبیت نسبتاً زیاد را با آن ترکیب کرد. هنگامی که کمربند خرپائی به سیستم فوق افزوده گردد و در بهترین شرایط از لحاظ موقعیت و سختی قرار گیرد، تغییر مکان جانبی سازه کاهش بیشتری یافته و پدیده لنگی برش که دارای بیشترین شدت در تراز پایه می‌باشد، کاهش چشمگیری خواهد داشت. کمربند خرپائی در ترکیب با قاب لوله‌ای بدون حضور هسته مرکزی سبب افزایش سختی

تراز قرارگیری خود می‌شود. در نتیجه تغییر مکان و لنگی برش سیستم کاهش می‌یابد. جهت آنالیز تقریبی سیستم ترکیبی قاب لوله‌ای، هسته مرکزی و کمر بند خریائی، با استفاده از انرژی پتانسیل کل سازه، معادلات حاکم بر رفتار قاب حاصل شده و با حل همزمان این معادلات، مجهولات که شامل تغییر مکان و توزیع تنش محوری در پای سازه می‌باشند، حاصل می‌گردند. در این روش کمر بند خریائی بصورت فنر خمشی با سختی دورانی ثابت در نظر گرفته شده است که بصورت لنگر متمرکز در تراز قرارگیری خود عمل می‌کند.

در فصل اول این مجموعه مقدماتی کلی از بحث و اهداف و نتایج گردآوری شده است و سپس در فصل دوم تاریخچه ساختمانهای بلند و فصل سوم روشهای مقاومسازی این نوع ساختمانها و موضوعات مهم در آنها مرور شده است. در فصل چهارم تعدادی از روشهای موجود تحلیل تقریبی سازه‌های قاب محیطی، قابهای محیطی تو در تو و هسته مرکزی به تنهایی بیان شده است. همچنین رفتار سیستم قاب ساده، هسته مرکزی و مهار کمر بندی و نیز تاثیر مهار کمر بندی مورد بررسی قرار گرفته است.

در فصل پنجم سعی بر این خواهد بود تا با استفاده از روش اجزای محدود بهترین موقعیت کمر بند را در سیستم ترکیبی قاب لوله‌ای، هسته مرکزی و کمر بند خریائی به ازای بارگذاری‌های مختلف در سازه‌های بلند با ارتفاعهای مختلف محاسبه کرد. فصل ششم به بررسی نتایج دیاگرامهای و توزیع تنش حاصل از روش اجزای محدود و پیشنهادات اختصاص یافته است. در ادامه نیز پیوست الف حاوی روش مدل سازی قاب محیطی به صفحات پیوسته بال و جان، و بخش پایانی نیز حاوی مراجع است.

فصل دوم

- ۱-۲ تاریخچه ساختمانهای بلند..... ۸
- ۲-۲ ملاحظات معماری ساختمانهای بلند ۱۲

۲-۱ تاریخچه ساختمانهای بلند

انسان برای راحت زیستن و مصون بودن از حوادث طبیعت و حملات جانوران درنده زندگی را از غارنشینی شروع کرده و با حس کنجکاوی خویش به وجود انواع مصالح و لوازم پی برده و با کشف و استخراج آنها و آمیختن یافته های خود با تکنولوژی و صنعت نوین به ساخت ، ساختمانهای عظیم جثه چندین طبقه زیرزمینی یا روزمینی رسیده است .

انسان تمدن خویش را بر روی خاک بنا نهاده و هر روز بر وسعت و عظمت آن می افزاید . زمینی که پیوسته از درون و بیرون تحت تاثیر نیروهای عظیم طبیعی قرار می گیرد .

پدیده هایی که تمدن انسان را به ویرانی کشانده و تهدید آنها همواره انسان را نگران می سازد . امروزه این نگرانی بسیار قابل توجه شده است زیر انسان با ساخت آسمان خراش ها و برج هایی که سر به فلک کشیده عملاً به جنگ با نیروهای خردکننده طبیعی پرداخته است .

جالب اینکه پا را فراتر نهاده سعی دارد این نیروهای طبیعی را به اسارت خود در آورده از نیروی شگرف آنها در بنای تمدن خویش استفاده کند . و در این مصاف بی امان با پدیده ها انسان از علم خود بهره می گیرد تا آنچه را می سازد با دوام باشد و گویی که این قامتهای رعنا را هرگز هوای از پای فتادن نباشد حاصل این جدال ، بناهای عظیم و برجهای سر به فلک کشیده است که اهمیت و عظمت آنها را هر روز مشاهده می کنیم .

با توجه به اینکه موجودیت جهان همچنان ادامه دارد و هر روز جلوه گری و فریبندگی بیشتری داشته و اسرار شگفت انگیز تازه ای را نمایان می سازد و بشر نیز دلش کانون آمار و آرزوهای بی انتهاست معلوم نیست که فرداهای دیگر با پیشرفت علم و تکنولوژی چه اهرام های عظیم و ساختمانهای با شکوهی

بنا کند که با آفت زمان و گردش جهان ویران نگردد و ساختمانهای آن چنانی امروز ، در مقابل عظمت آنها بسیار ناچیز باشد .

از بدو آغاز تمدن بشری یکی از اهداف انسان دستیابی به برجها و ساختمانهای بلند مرتبه بود ، ساخت این بناها ابتدا با هدف دفاع شروع شد و سپس به مرور جنبه های نمادین و کاربردی پیدا کرد . رشد و توسعه ساختمانهای مرتفع و برجهای جدید از دهه ۸۰ قرن نوزدهم با کاربردی تجاری و مسکونی شروع شد و این ساختمانهای بلند به خاطر ظاهری شاخص به عنوان وسیله تبلیغی و برای مدیریت های تجاری مورد استفاده قرار گرفت .

ساختمانهای چوبی یکی از متداولترین فرمهای سازه ای در رم باستان بود اما پس از آتش سوزی بزرگ رم مصالح چوبی جای خود را به مصالح آجری داد و از آن پس و در قرنهای بعدی مواد اصلی ساختمانها را مصالح بنایی تشکیل می دادند اما از طرف دیگر علیرغم مقاومت فشاری مناسبی که مصالح بنایی داشت باعث اعمال بار مرده قابل توجهی می شد . این مساله خود ایجاد اشکال می نمود . ساختمانهای آجری بلند در اواخر قرن نوزدهم گسترش یافت . در سال ۱۸۹۱ مرتفع ترین ساختمان آجری با ۱۶ طبقه و در شهر شیکاگو ساخته شد که به ساختمان (Monadnock) مشهور است و می توان گفت این ساختمان آخرین سازه بلند با مصالح سنگین بود .

لازم به ذکر است بنای آرامگاه قابوس بن و شمگیر معروف به لیل قابوس واقع در مرکز شهر گنبد کاووس احتمالاً بلندترین ساختمان آجری در ایران است . بلندی این بنا از روی تپه ای که بر بالای آن ساخته شده ۴۴ متر است.

تحولات اقتصادی و اجتماعی که در قرن ۱۹ و در پی گسترش دامنه صنعت پدید آمد انگیزه ای بسیار مناسب برای ساخت سازه های بلند گردید .

اما رشد و توسعه سازه های بلند مدیون دو ابداع مهم در قرن ۱۹ بود یکی ابداع و دستیابی به آسانسور و دیگری دستیابی به مصالح و موادی به مقاومت و کارایی بالا نظیر آهن و فولاد ، ساختمانهای بلند از زمانی رواج یافت که استفاده از آسانسور در ساختمانها معمول گردید .

اولین آسانسور حمل اشخاص در آمریکا و در سال ۱۸۵۷ بکار افتاد و بدین ترتیب محدودیت در ارتفاع ساختمانها از بین رفت . بسط و رواج ساختمانهای بلند را می توان از آمریکا دانست . آسمان خراش سازی از شهر شیکاگو و بعد از حریق معروف این شهر در سال ۱۸۷۱ آغاز شد . اولین ساختمان بلند با قابهای فلزی و ترکیبی مدرن ، ساختمان ۱۱ طبقه بیمه مسکن (Home Insurance Building) شیکاگو به سال ۱۸۸۴ بود در این ساختمان از طبقه ششم به بالا از تیرها و شبکه های فولادی استفاده شده .

پس از آن در سال ۱۸۹۹ ساختمان ۹ طبقه Ramd – McNally با قابهای فولادی ساخته شد . دو سال بعد بازهم در شیکاگو ساختمان ۲۰ طبقه (Masonic Temple) بنا شد در این ساختمان برای اولین بار از فرم سازه ای قابهای مهار بندی شده و دیوار برشی استفاده گردید .

احداث ساختمانهای بلند به شکل آسمان خراش با اتصالات پرچ که به نام سیستم شیکاگو معروف شد در نیویورک نیز بلافاصله رایج و در عرض ۲۰ سال از شروع ساخت این نوع ساختمانها از (۱۸۸۸ تا ۱۹۸۰) بناهایی تا ۵۰ طبقه با ارتفاع بیش از ۲۱۰ متر ساخته شد . در همین سالها بود که اهمیت نیروی باد در طراحی سازه های بلند مطرح گردید و با پیشرفت و ابداع روشهای جدید طراحی و دستیابی به تکنولوژی نوین اجرایی به تدریج ارتفاع ساختمانهای فولادی نیز افزایش یافت و در سال ۱۹۱۳ ساختمان (Wool Worth) با ۶۰ طبقه در نیویورک ساخته شد . به دلیل روند صعودی احداث ساختمانهای بلند مرتبه این دوران ، دوران طلایی آسمان خراش سازی لقب گرفت .

از سال ۱۹۳۰ به بعد بزرگترین ساختمانهای از این نوع یعنی ساختمان ۷۵ طبقه (Chrysler Building) و در سال ۱۹۳۱ ساختمان ۱۰۲ طبقه امپایراستیت (Empire state Building) در نیویورک ساخته شد و دوران طلایی آسمان خراش سازی به اوج خود رسید .

ساختمان امپایراستیت و مرتفع ترین ساختمان آن زمان بود ارتفاع آن تا نوک آنتن تلویزیون بالای آن ۴۴۸ متر و ارتفاع خود ساختمان در حدود ۳۸۲ متر و در آن از سیستم قابهای فولادی مهاربندی شده استفاده گردید .

در آن دوران عظیم ترین ساختمان از نظر بزرگی سطح زیر بنا ساختمان (mere handise mart) در شیکاگو با ۱۸ طبقه و زیر بنای بیش از چهارصد هزار متر مربع بود . از دیگر ساختمانهای مهم از نظر مهندسی - ساختمان لاتین - آمریکا (Lation Amercano Tawer) در شهر مکزیکو بود . این برج در ۴۴ طبقه و با ارتفاع (تا بالای آنتن تلویزیون) بیش از ۱۸۰ متر احداث گردید . بدین خاطر این ساختمان مهم به شمار می رفت .

رکود اقتصادی سالهای دهه ۱۹۳۰ پایانگر دوران اول آسمان خراش سازی بوده . دوره بعد پس از جنگ جهانی دوم و در پی دستیابی به راه حل های سازه ای و معماری جدید شروع شد . در این دوره به جای تلاش در افزایش ارتفاع ، متخصصین به معرفی سیستمهای جدید سازه ای مواد با کیفیت و کارایی بهتر و روشهای طراحی و ساخت نوین پرداختند .

این روند ادامه یافت تا در سال ۱۹۷۳ با استفاده از سیستم سازه ای قابهای محیطی (Framed - Tnhe) برجهای ۱۱۰ طبقه (world Trade center) به ارتفاع ۴۱۲ متر به پایان رسید . پس از آن در سال ۱۹۷۴ عملیات اجرایی ساختمان (Seare Towed) شیکاگو به ارتفاع ۴۴۲ متر با استفاده از سیستم سازه ای قابهای محیطی دسته شده (Bundled Tube) به پایان رسید و رکورد ارتفاع ساختمان امپایراستیت شکسته شد . بعد ها در سال ۱۹۹۶ برجهای دوقلو پتروناس با ارتفاع ۴۵۱/۹ متر در مرکز شهر کوالالامپور مالزی به بهره برداری رسید . از سال ۱۹۶۰ به بعد برجهایی به کاربریهای متفاوت احداث گردیده و از آن جمله می توان به برجهای مخابراتی - تلویزیونی اشاره کرد .

اما به طور کلی بلندی خود یک حالت نسبی است و ساختمانها را نمی توان بر حسب ارتفاع یا تعداد طبقه دسته بندی و تعریف نمود . بلندی یک ساختمان بستگی به شرایط اجتماعی و تصورات فرد از محیط دارد . بنابراین ارائه یک معیار قابل قبول همگانی برای تعریف بلندی ساختمان ، عملاً هرگز غیر ممکن است .

بنا بر این ساختمان بلند با توجه به تعداد طبقات و یا ارتفاع تعریف نمی گردد بلکه رابطه مستقیم با بافت شهری ساختمانهای احداث شده در آن شهر و یا کلان شهر دارد که این مهمترین عامل برای تعریف ساختمانها بلند می باشد .

۲-۲- ملاحظات معماری ساختمانهای بلند:

نتایج حاصل از مطالعه علل ویرانی ساختمانها در جریان زلزله های مخرب و نیز تجربیات آزمایشگاهی که بر روی مدل های ساختمانی انجام شده به نحوی قاطع ثابت کرده است که چگونگی شکل ساختمان تاثیری بسزا در مقابل زلزله دارد و با وجود این در طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله هنوز چنانکه شایسته است به انتخاب شکل مناسب، عنایتی نمی شود و تصور عام بر آن است که تنها محاسبه سازه ای ضد زلزله برای یک ساختمان در تامین پایداری آن در برابر لرزه های زمین کافی است.

در بین مراحل مختلفی که هنگام بررسی یک ساختمان برای پایداری در برابر زلزله در نظر گرفته می شود مرحله اتخاذ تصمیم در مورد تعیین پیکربندی ساختمان از اهمیت ویژه ای برخوردار است این پیکر بندی شامل مشخصات هندسی ساختمان نظیر اندازه ها، ارتفاعات، و موقعیت عناصر، نوع، و وضعیت اجزاء سازه ای و نیز طرز قرارگیری اجزاء غیر سازه ای می باشد.

هر چه شکل ساختمان منظم تر و توزیع جرمها و سختیهای آن در سطح افق (پلان) و در ارتفاع مقارن تر باشد مقاومت آن در برابر زلزله افزایش خواهد یافت این افزایش ناشی از توزیع بهتر تلاشها و مشارکت تمام اجزاء اسکلت در جذب و استهلاک نیروهایی است که در اثر زلزله به ساختمان وارد می شود.

اصولاً تصور اینکه محاسبه به تنهایی می تواند رفتار ساختمان را در مقابل زلزله منعکس کند تصوری غلط است. محاسبات فنی تنها تصویری از رفتار ساختمان در برابر زلزله را ارائه می دهد و تعهدات دیگری لازم است تا ساختمان را برای رسیدن به درجه ایمنی مطلوب کامل کند.

معمولاً در ساختمانهای بلند سعی می شود که معماری آن به شکل متقارن و کلیه خطوط ارتباطی در هسته مرکزی قرار گیرند. این عملکرد از لحاظ انتقال نیروهای افقی و به منظور مقابله با زلزله و حفظ پایداری ساختمانها ارجح است.

علاوه بر اینکه از ساختمانهای بلند می توان برای سکونت و زندگی استفاده کرد، کاربریهای دیگری نیز استفاده شده است مانند اداری - تجاری و بازرگانی. اما بطور کلی جهت سکونت ساختمانهای خیلی خیلی بلند (برج) مناسب نبوده و ساختمانهایی که ارتفاع آنها خیلی خیلی بلند نیست (برجهای

متوسط) برای زندگی مناسب تر می باشد. برجهای بلند دارای مسائل و مشکلات شناخته شده زیادی هستند و خواهند بود و ساخت آنها بیشتر از لحاظ پرستیژی در کشورهای مختلف ساخته شده و یا در حال طراحی می باشند. شکل پلان - یک پلان باید سادگی، فشردگی و سختی پیش داشته باشد. سادگی - از نقطه نظر مقاومت در برابر زلزله یک پلان ساده نظیر شکل مربع یا دایره مطلوب است فشردگی - در یک ساختمان با شکل طولانی و گسترده به علت وجود اختلافات در فاز حرکت لرزه ای نیروهای پیچیده ای عمل خواهند کرد در چنین ساختمانهایی درز زلزله لازم است. تقارن و سختی پیش بالا - برای احتراز از تغییر شکل پیش لازم است مرکز سختی ساختمان بر روی مرکز جرم آن منطبق باشد که برای ارضای این شرط لازم است هم شکل ظاهری ساختمان و هم سازه آن دارای تقارن باشد. شکل قائم - شکل قائم بایستی یکنواختی و پیوستگی و نیز تناسب داشته باشد. یکنواختی و پیوستگی - لازم است از تغییرات ناگهانی در شکل بندی قائم یک ساختمان دوری جست. تناسب - یک ساختمان با نسبت بزرگ ارتفاع با پهنا تحت بارهای جانبی از خود جابجایی جانبی زیادی نشان می دهد.

فصل سوم

بررسی انواع سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی

۳-۱- فرمهای سازه‌ای

از دیدگاه یک مهندس سازه، بهترین فرم سازه‌ای، انتخابی است که در آن اعضای اصلی ترکیب‌های مختلف بارهای قائم و افقی را به صورت بهینه تحمل نمایند. اما در عمل معمولاً ملاحظات غیر سازه‌ای، تأثیرات بسیار مهمی به انتخاب فرم سازه دارند و ممکن است تعیین کننده باشند. از عوامل مهمی که باید در تصمیم‌گیری فرم‌سازه دخالت داده شدند. پلان داخلی، مواد، روش اجرا، معماری و شکل خارجی ساختمان، موقعیت و مسیر سیستم‌های تأسیساتی و سرویس، نوع و مقدار بار جانبی و ارتفاع ساختمانی می‌باشند هر چه ساختمان بلندتر و لاغرتر باشد، عوامل سازه‌ای از درجه اهمیت بیشتری برخوردار می‌گردند و متعاقباً نیاز به انتخاب فرم مناسب سازه‌ای نیز بیشتر می‌شود.

۳-۲- قاب صلب

اتصالات صلب دارای چنان سختی می‌باشند که زاویهٔ میان اعضاء بدون تغییر تحت اثر بار باقی می‌ماند. قاب صلب شامل تیرهای افقی با مقطع پیرامونی مستطیلی و ستون‌های قائم که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل شده باشند، می‌باشد. بار جانبی با توجه به سراسری بودن اعضاء در گره‌ها که با اتصالات صلب متصل شده‌اند بوسیله خمش اصلی تیرها و ستونها تحمل می‌گردد.

در اثر لنگر واژگونی وارده به قاب، ستونهای مجاور بار جانبی تحت نیروی کششی و ستونهای مقابل بار جانبی، تحت نیروی فشار قرار می‌گیرند. ستونهای تحت کشش دارای طول بیشتر و ستونهای فشاری دچار کاهش طول می‌شوند. در نتیجه تغییر طول ستونها ساختمان دوران نموده و منجر به تغییر شکل جانبی می‌گردد. این حالت تغییر شکل ۹۰ الی ۹۵ درصد مجموع تغییر شکلی را که متناسب با تیر طره است، شامل می‌شود و در حالت قاب صلب این پدیده حدود ۲۰ درصد از تغییر شکل سازه را شامل

می‌شود و بقیه در نتیجه خمش قاب می‌باشد. این مورد با تغییر شکل برشی در تیر که سبب خمش در المانهای تیر و ستون قاب می‌گردد شبیه‌سازی می‌شود. بارهای جانبی در قاب صلب سبب نیروهای برشی افقی و قائم به ترتیب در ستونها و تیرها می‌گردد، که لنگر خمشی در اعضا ایجاد می‌کند. خمش تیرها و ستونها باعث تغییر شکل در تمام قاب می‌گردد. این نوع تغییر شکل در حدود ۸۰ درصد از مجموع تغییر مکان‌سازه است. در ساختمان قاب صلب با فاصله ستونهای حدود ۱۰ الی ۱۲ متر و ارتفاع طبقه حدود ۳/۵ متر سهم خمش تیرها در حدود ۵۰ الی ۶۵ درصد مجموع تغییر مکان کل و سهم ستونها ۱۰ الی ۲۰ درصد از مجموع تغییر مکان است. زیرا در اکثر قابهای مهاربندی نشده نسبت سختی ستونها به سختی تیرها بسیار بالاست، در نتیجه عمده چرخش گره‌ها بوسیله تیرهای با سختی کم بوجود می‌آید.

حمل نیروهای قائم و افقی در قابهای صلبی دو مزیت عمده را در بر دارد:

۱- فواصل بین ستونها به صورت آزاد در اختیار عملکرد آرشیتکتی مجموعه قرار می‌گیرد (به عبارت

دیگر سقف‌های آزادی را برای تقسیم آرشیتکتی در اختیار طراح قرار می‌دهد)

۲- قابهای صلب به محض اجرا، قابلیت تحمل نیروها را دارا می‌باشند.

۳- قابهای صلب به محض اجرا، قابلیت تحمل نیروها را دارا می‌باشند.

و البته دارای اشکالات زیر نیز می‌باشد:

الف) قابهای صلب اغلب از انواع دیگر مهاربندیها گرانتر می‌باشند. این امر بخصوص در ساختمانهای

نیمه مرتفع بیشتر مشهود است.

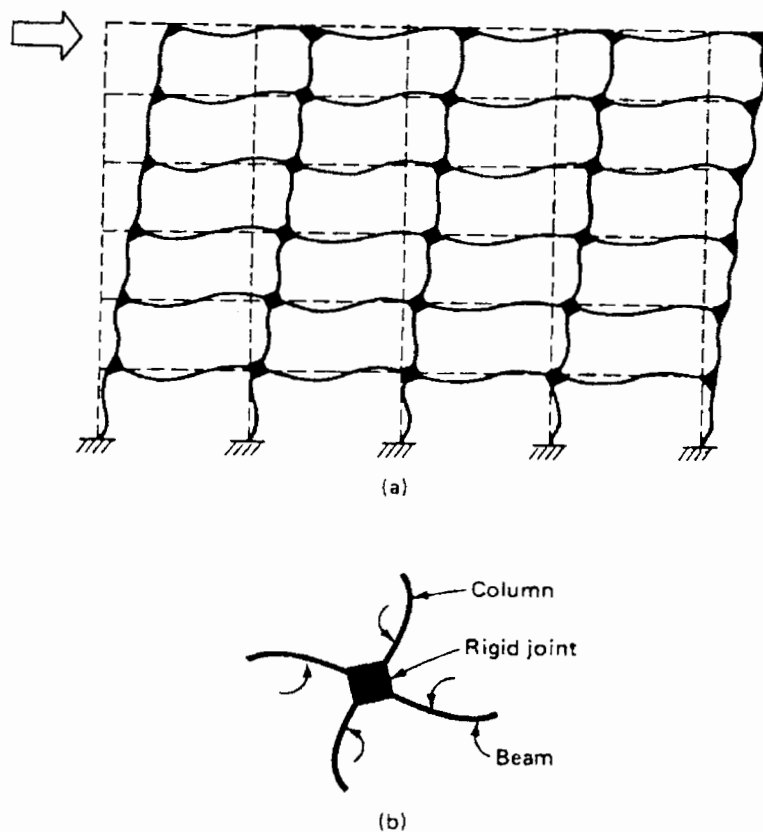
ب) ستونهای قابهای صلب اغلب دارای مقاطع بسیار بزرگی بوده، بالطبع جای بزرگتری را می‌طلبند

که یک حسن عمده قابهای فولادی را زیر سوال قرار می‌دهند. مقایسه اقتصادی سیستم‌ها خاطر نشان

می‌سازد که قابهای صلب اغلب برای ساختمانهای کوتاه، که نیروهای افقی کوچک می‌باشند، بکار

می‌روند. البته در ساختمانهای مرتفع و نیمه مرتفع نیز قابهای صلب بوده و اتصالات قابلیت تحمل و

انتقال لنگرهای خمشی را دارا می‌باشند تا ارتعاشات و تغییر مکان ساختمان را تا حد امکان محدود سازند.



شکل شماره ۱-۳ تغییر شکل قاب صلب تحت بار جانبی [۱۱]

برای ساختمان‌های معمولی و باریک، بعنوان مثال یک ساختمان یک دهانه چند طبقه، ساده‌ترین روش استفاده از قابهای صلب می‌باشد. برای ساختمان‌های پهن یا چند دهانه اغلب بدلیل هزینه اجرا، اگر کلیه دهانه‌ها به صورت قاب صلب طراحی شوند، غیر اقتصادی خواهد بود و صلب بودن و یا سه دهانه برای پایداری سازه کفایت می‌کند. مشکل عمده در ساخت قابهای صلب طراحی و اجرای اتصالات گیردار می‌باشد.

۳-۳- قابهای مهاربندی شده

قاب مهاربندی شده سیستمی برای بهبود بازده قاب خمشی بوسیله حذف عملکرد خمشی و اضافه کردن یک سیستم خربایی طره‌ای می‌باشد. در این حالت، برش وارده در ابتدا توسط اعضای قطری جذب می‌شود و نه تیرها، این اعضای قطری، برش را مستقیماً بصورت نیروی فشاری و یا کششی تبدیل کرده و به سیستم قائم انتقال می‌دهند. به صورت رایج معمولاً محورهای تمام اعضاء متشکل بایستی از یک نقطه عبور نمایند و بالطبع کلیه اتصالات را می‌توان بصورت مفصلی و یا گیردار اجرا نمود.

در چنین قابهایی بالهای مجموعه را ستون‌ها و کلافهای مجموعه را تیرها تشکیل می‌دهند و فقط اعضای قطری به سیستم اضافه می‌شوند. اعضای قطری را می‌توان بگونه‌ای قرار داد که فقط تحت اثر کشش، فشار و یا کشش- فشار کار نمایند.

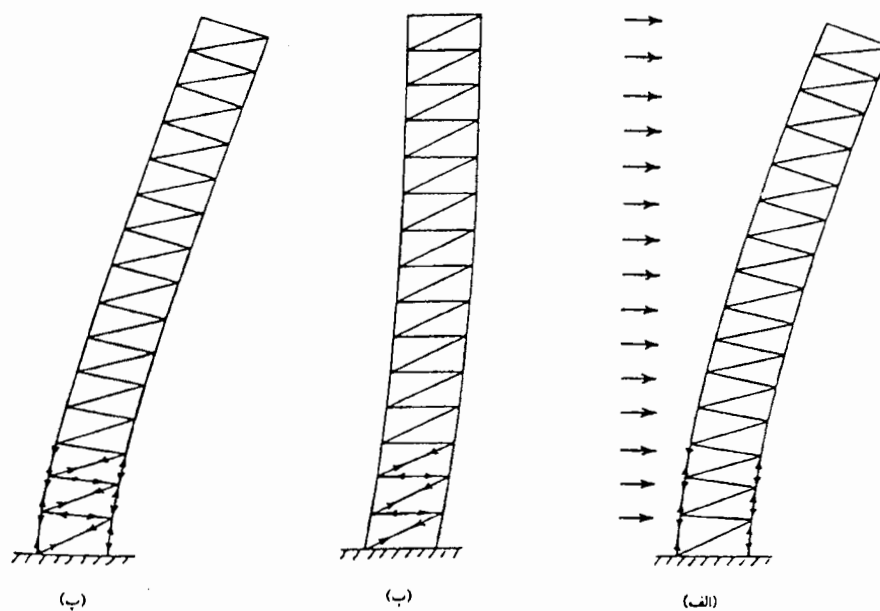
محاسن و معایب عمده این سیستم عبارتست از:

- (۱) برای ساختمان‌های کوتاه، اغلب یک یا دو مهاربندی درون دیوارها محدودیت‌های کمی را موجب می‌گردند، اما در ساختمان‌های نیمه مرتفع این مهارها بصورت چشمگیری افزایش می‌یابند.
- (۲) مانع عمده‌ای در قبال عبور کانالهای هوارسانی و شبکه تأسیسات ساختمان نیستند.
- (۳) با تغییر شکل مهاربندی، می‌توان حتی در پانلهای مهاربندی شده به بازشوهایی دست یافت.
- (۴) بخصوص هنگامی که مهارها به صورت کششی طرح می‌شوند سطح مقطع آنها کوچک بوده و درون دیوارها پنهان می‌گردند.
- (۵) به محض اجراء سیستم پایدار خواهد بود.
- (۶) امروزه سیستم‌های مهاربندی نمایان در داخل یا خارج ساختمان، یک فرم آرشیفتکی را تشکیل می‌دهند.

(۷) دیوارهای درون مهاربندیها نمی‌توانند بصورت پیش ساخته باشند.

(۸) اعضاء قطری برای ساختمان‌های نیمه مرتفع، سطح مقطع بسیار زیادی را دارا می‌باشند. در مهاربندیهای قابها باید توجه نمود که با افزایش دهانه مهار شده، می‌توان طرح اقتصادی‌تر و سازه صلب‌تری را به دست آورد. همچنین می‌توان با استفاده از اتصالات صلب تیر- ستونی کلاً سازه صلب‌تری

را بدست آورد که نهایتاً یک سیستم مرکب قاب مهاربندی شده را نتیجه می‌دهد. از نظر سازه‌ای این مهاربندیها یک خریای قائم طره‌ای که در پایه گیردار می‌باشند را بدست می‌دهند. سیستم‌های مهاربندی باریک و لاغر باعث تولید نیروهای بزرگی در اعضا می‌گردد که بالنتیجه گرنشهای زیادی را موجب می‌شوند، بالطبع در سازه‌هایی با ستون‌هایی نزدیک به هم که مهاربندیها در یک دهانه انجام شده‌اند تغییر شکلهای زیادی رخ می‌دهد. در مهاربندیهای با دهانه بزرگ، نیروهای تولید شده کوچک بوده و تغییر شکلهای نیز کاهش می‌یابند. در صورت امکان، این امر باعث می‌شود که مهاربندی در کل طول یا عرض ساختمان و یا به عبارت دیگر هر جا که به لحاظ معماری امکان‌پذیر باشد قرار داده شود. در مهاربندیهای لاغر می‌توان صلبیت سازه را با استفاده از مهارهای کلاhek و یا کمربندی افزایش داد. این مهاربندیها در واقع یک سیستم، ما بین مهاربندی قائم و مهاربندی کل سازه می‌باشند. استفاده از تیرهای عمیق بزرگ نیز عیناً همین اثر را بر کل سازه دارد.



شکل شماره ۳-۲ الف- تغییر مکان خمشی، ب- تغییر مکان برشی، ب- ترکیب تغییر مکانها

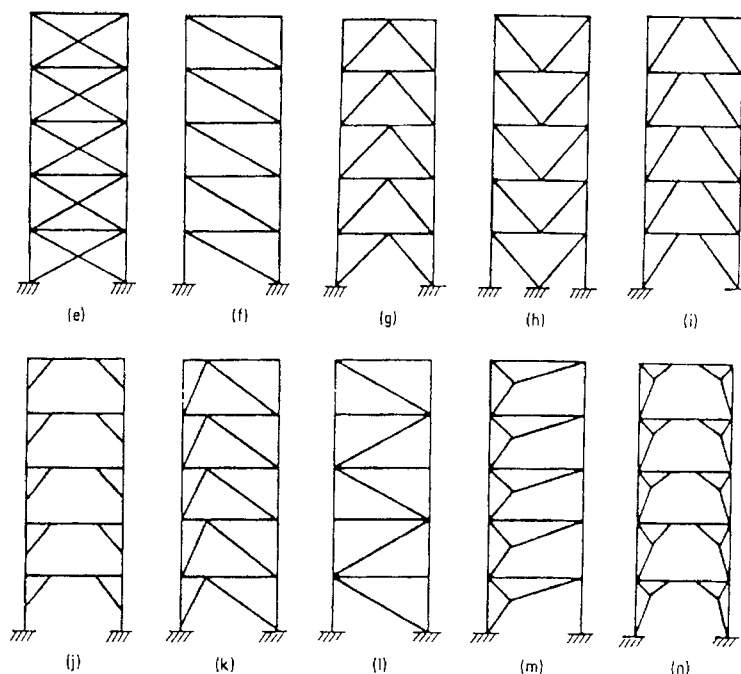
۳-۴- انواع مهاربندیها

انواع شکلهای مختلفی را می‌توان به عنوان سیستم مهاربندی بکار برد. این سیستم می‌تواند از یک مهاربندی قطری ساده در یک دهانه تا یک سیستم مهاربندی متشکل از تعداد متنابهی اعضاء برای صلب کردن یک دهانه متفاوت باشد، ولی بهر حال انواع مهاربندیها را به صورت زیر طبقه‌بندی می‌کنند:

- | | | |
|---------------------|----------------|-----------------------|
| (۱) مهاربندی قطری Z | (۲) مهاربندی X | (۳) مهاربندی لوزی شکل |
| (۴) مهاربندی ۸ | (۵) مهاربندی V | (۶) مهاربندی k |

(۷) انواع مهاربندیهای چندین طبقه و دهانه

انواع دیگری از مهاربندی نیز در شرایط خاص ممکن است استفاده گردد. بهر حال در شرایطی که زاویه مهاربندی به لحاظ معماری باید عوض شود، از اعضاء درجه دوم برای نگهداشتن آنها استفاده می‌گردد.



شکل شماره ۳-۳ انواع گوناگون مهاربندها

لازم به یادآوریست که مهارها در انتقال نیروهای قائم نیز سهم عمده‌ای بعهده دارند. ستونها هنگامی که سازه برپا می‌شود، با افزایش بار مرده، کرنشی در جهت کوتاه شدن خواهند داشت (بخاطر اثر ناشی از کرنش الاستیک فولاد تحت اثر بار) و حتی این امر با اتمام ساختمان و اعمال بار زنده نیز ادامه می‌یابد. بناچار اعضای قطری تحت اثر نیروهای فشاری اضافی نیز باید طرح گردند. در مورد اعضای قطری که به صورت کششی عمل می‌نمایند اتصالات دائم نباید تا موقعی که کلیه تغییر شکل‌های قائم ناشی از بار مرده به اتمام نرسیده است، اجرا گردد، زیرا که اطمینان از اینکه هیچگونه تنش فشاری در آنها بوجود نیامده، اطمینان از عملکرد کش گونه عضو را تضمین می‌کند. یک روش کاملاً موثر و نسبتاً رایج، پیش تنیده کردن آنها با نیرویی برابر نیروی فشاری وارده و سپس اجرای اتصال می‌باشد.

مرسوم‌ترین روش اتصال در اتصالات مهارها در ساختمان‌های مرتفع، استفاده از پیچ و مهره می‌باشد. مهارهای خارجی در اطراف سازه، که در نمای سازه به کار می‌رود، امروزه به صورت یک طرح آرشیکتی استفاده می‌شود. در این صورت معمولاً مهاربندیهای قطری بعنوان یک عضو برابر باید در مقابله با حریق حفاظت گردند.

استفاده از مهاربندیهای خارجی امروزه بعنوان یکی از پربازده‌ترین روشهای صلب کردن ساختمان‌های مرتفع و نیمه مرتفع رواج یافته است، با اضافه شدن عملکرد باربری ثقلی این مهارها، این اعضا اغلب تحت تأثیر نیروهای زیادی قرار گرفته و به لحاظ طراحی مقاطع حجیمی را تشکیل می‌دهند. در یک مهاربندی خارج از مرکز، اتصال قطری معمولاً در لبه اتصال تیر و ستون قرار می‌گیرد، در این سیستم اگر چه انعطاف‌پذیری کافی، جهت استفاده در مناطق زلزله‌خیز حاصل می‌گردد، ولی از پیچیدگی اتصال در محل تیر و ستون جلوگیری می‌شود. در این نوع مهاربندی با نزدیک نگاهداشتن محل اتصال و عضو قطری به ستون، سختی کل سیستم به سختی مهاربندی مرکزی نزدیک شده، با دور شدن اتصال از ستون اتصال به لحاظ شکل ساده‌تر می‌گردد.

قابهای با مهاربندی خارج از مرکز از مرکز از نقطه نظر مقاومت و سختی بسیار خوب بوده و بطور گسترده‌ای بصورت تنها (سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی) و یا همراه با قابها بکار می‌روند. البته در مناطق زلزله

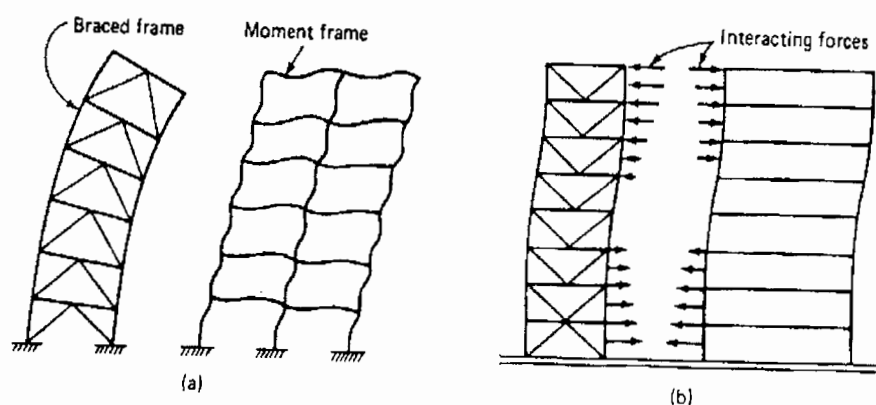
خیز در این نوع مهاربندی قابل توصیه نمی‌باشد، زیرا رفتار مطلوب در محدوده پلاستیک و یا قدرت جذب انرژی بالایی را ندارند (مگر این که دتایل‌های خاصی را جهت اطمینان از جذب انرژی رعایت نمود).

۳-۵- قاب صلب مهاربندی شده:

در ساختمان‌های ۱۰ تا ۱۵ طبقه، اگر سیستم مهاربندی فقط به هسته سازه محدود شود، ستون‌های سنگینی طراحی خواهد شد. بعلاوه نیروهای زیادی بالا برنده (uplift) در پائین ستون‌های هسته مشکلاتی را برای پی ساختمان و طراحی آن بوجود خواهد آورد. در چنین مواردی راه حل اقتصادی، ایجاد قابهای صلب و هسته مهاربندی شده را نشان می‌دهد.

تغییر شکل افقی قاب صلب مهاربندی شده و بدون مهار که توأم یک سیستم سازه‌ای را در مقابل بارهای جانبی تشکیل می‌دهند یکسان است. بنابراین بارهای افقی به نسبت سختی بین آنها تقسیم شده و می‌توان دو سیستم مزبور را جداگانه در نظر گرفت.

تغییر شکل یک قاب مهاربندی شده شباهت زیادی به تغییر شکل یک تیر طره دارد که شیب انحنا در بالای سازه از بقیه نقاط بیشتر است. پس این ناحیه در ایجاد سختی افقی شرکت کمتری دارد. به عکس، قاب صلب بدون مهار دارای تغییر شکل برشی است و شیب انحنا در پای سازه بعلت وجود ماکزیمم برش، بیشتر از بالای آن است.



شکل شماره ۳-۴ اندرکنش قاب صلب و قاب مهاربندی شده [۱۱]

تغییر شکلهای این دو سیستم را در معرض بار افقی نشان می‌دهد. با توجه به مطالب ارائه شده در مورد دو سیستم، می‌توان اظهار کرد که وجود قاب صلب به قسمت بالایی سازه و قاب مهاربندی شده به قسمت پایینی کمک می‌کند. به عبارت دیگر قاب صلب از تغییر شکل زیاد بالا سازه جلوگیری کرده و قاب مهاربندی شده بیشتر، برش حاصل از بارهای افقی را در قسمت پایینی تحمل می‌نماید. هنگامی که هسته مهاربندی شده برای تحمل بارهای افقی در سازه بکار می‌رود. ممکن است بارهای افقی تماماً به هسته وارد شوند اما اگر قاب صلب سهم قابل توجهی از سختی افقی سازه را به خود اختصاص دهد. توزیع بار افقی به صلب نسبت سختی، الزامی است. در نتیجه، ترکیب قاب صلب و مهار کمبودهای هر سیستم را جبران نموده و آنها را تقویت می‌نمایند.

۳-۶- قاب محیطی:

سیستم قاب محیطی نخستین بار توسط آقایان (Merrill owings, Skidmane, Fazlar khan) بکار برده شد. ظاهراً این سیستم برای اولین بار در آپارتمان ۴۳ طبقه (Dewit chestout) واقع در شهر شیکاگو در سال ۱۹۶۳ بکار گرفته شد. در حال حاضر بسیاری از ساختمان‌های بلند با استفاده از سیستم قاب محیطی ساخته شده‌اند که مهمترین آنها عبارتند از برج سیرز (sears) ساختمان (Srandard oil, John Hancoek) و ساختمان مرکز تجارت جهانی در نیویورک.

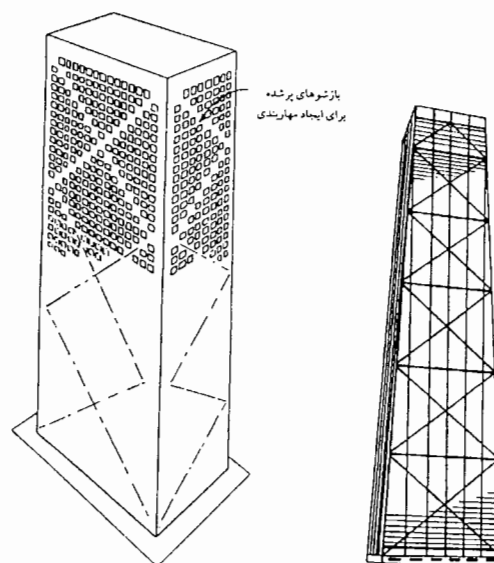
ظهور قابهای محیطی باعث یک دگرگونی در طراحی ساختمان‌های بلند گردید. همه ساختمانهای بلند دنیا با بیش از ۵۰ تا ۶۰ طبقه از این مفهوم در یک یا چند شکل استفاده کرده‌اند. چون تمام بارهای منفی افقی توسط قاب محیطی تحمل می‌شود. پلان داخلی ساختمان عاری از ستون‌های زیاد و مهاربندی است.

بنابراین سطح خالص نشیمنی در داخل ساختمان افزایش می‌یابد. این سیستم مانند یک دیوار سخت که پیرامون سازه را در بر گرفته است مدل گردیده و شبیه یک لوله تو خالی طره‌ای رفتار می‌کند. قاب محیطی از ستون‌ها و تیرهای عمیق که دور تا دور ساختمان را در بر گرفته‌اند، تشکیل شده است.

برای بارهای افقی زیاد می‌توان از قاب محیطی مهاربندی شده استفاده نمود یا با ایجاد دیوارهای برشی آن را تقویت کرد. شایان توجه است که سیستم‌های محیطی از بتن مسلح، فولاد و یا ترکیبی از آن دو ساخته می‌شوند.

۷-۳- قاب محیطی مهاربندی شده:

حداکثر کارایی یک قاب محیطی زمانی است که مانند یک تیر طره رفتار نماید. اما وجود پدیده سنگی برش shear lag بازده قاب محیطی را تا حد زیادی کاهش می‌دهد. بنابراین در ساختمان‌های



شکل شماره ۳-۵ قاب مهاربندی شده

بیش از ۵۰ تا ۶۰ طبقه این سیستم اقتصادی نخواهد بود. مناسب‌ترین شیوه حل این مسأله اضافه کردن مهارهای مورب در سطوح خارجی قاب محیطی است. البته این سیستم مشکلاتی برای بازشوها بوجود خواهد آورد. مهارهای مورب در تحمل بارهای افقی به قاب محیطی کمک کرده، بازده آن را افزایش می‌دهد. در ترازهایی که مهارهای مورب با گوشه قاب محیطی تداخل پیدا کند، یک اتصال خوب و محکم لازم است.

۳-۸- سازه‌های محیطی سلولی:

سازه‌های محیطی سلولی از دو یا چند قاب محیطی که با یکدیگر عمل می‌کنند تشکیل می‌شوند. یکی از مزایای سیستم آن است که سلول‌ها می‌توانند در کنار یکدیگر سازه‌های بسیار بلند را تشکیل می‌دهند، مزیت مهم دیگر آن این است که ستون‌های بین دو قاب محیطی که یک ردیف ستون داخلی را تشکیل می‌دهند در گرفتن نیروی برشی سهم بسزایی دارند و از اثر لنگی برش می‌کاهند. شایان توجه است که هر سلول به طور مستقل عمل کرده و حداکثر لنگی برش در گوشه‌ها و حداقل آن در وسط سلول خواهد بود.

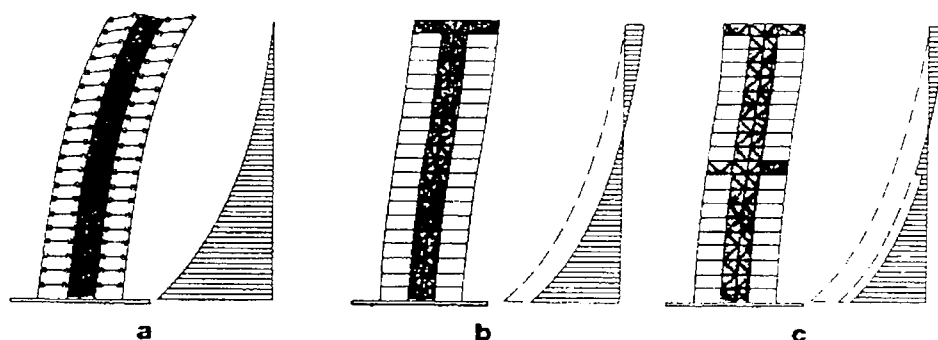
یکی از بهترین سیستم‌ها که بیشترین کارایی را جهت تحمل بارهای افقی دارد، دسته لوله یا Banded tube با مهارهای مورب در سطوح خارجی آن می‌باشد. این سیستم اثر لنگی برش و وارپینگ را بسیار کاهش می‌دهد.

بزرگترین ساختمان جهانی یعنی برج سیرز از این سیستم بهره جسته است. وجود قابهای داخلی و مهارها رفتار سازه را به رفتاری شبیه یک تیر طره نزدیک می‌کند. یادآوری می‌گردد که شکل سلولی مزیت دیگری نیز نسبت به قاب محیطی تک داشته و آن مقاومت بهتر در مقابل پیچش می‌باشد.

۳-۹- سیستم‌های مرکب از دیوار برشی و قاب توأم با خرپاهای کمربندی صلب

قاب مهاربندی شده مرکب از دیوار برشی و قاب خمشی برای ساختمانهای تقریباً بیش از ۴۰ طبقه پر بازده و موثر نمی‌باشند زیرا برای اینکه مهاربندی به قدر کافی سخت و قوی باشد مقادیر زیادی مصالح لازم می‌گردد. بازده یا کارایی سازه را ممکن است با استفاده از خرپاهای کمربندی افقی که قاب را به هسته می‌بندند تا حدود ۳۰ درصد افزایش داد. خرپاها بطور صلب به هسته متصل می‌باشند و به ستونهای خارجی بطور ساده اتصال دارند. هنگامی که هسته برشی سعی بر خم شدن دارد، خرپاهای کمربندی مانند بازوهای اهرم عمل می‌نمایند و در ستونهای پیرامونی مستقیماً تنشهای محوری ایجاد می‌کنند. این ستونها به نوبه خود در مقابل تغییر شکل هسته مقاومت می‌نمایند. به عبارت دیگر در هسته برشهای افقی ایجاد می‌شود و خرپاهای کمربندی برش قائم را از هسته به قاب انتقال می‌دهند. بنابراین با بکار بردن این

خرپاهای کمربندی ساختمان بطور یکپارچه و خیلی شبیه به یک لوله طره‌ای عمل می‌کند. در هر طبقه‌ای که خرپا در آن واقع شده باشد، از دوران سیستم ممانعت بعمل می‌آید. گیرداری ایجاد شده در این طبقات منحنی لنگر را به عقب می‌کشد. در اثر انتقال بیشتر نیروهای جانبی به نیروهای محوری، لنگر خمشی در پای ساختمان به مقدار زیادتری کاهش می‌یابد و از نوسان جانبی ساختمان به اندازه قابل ملاحظه‌ای کاسته می‌شود [۱۷، ۱۸، ۱۹]. نمونه این سیستم در شکل ۲-۷ مشاهده می‌شود.



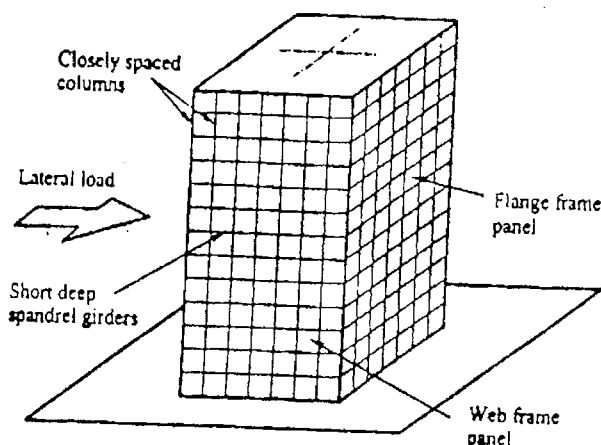
شکل ۳-۶ سیستم خرپای کمربندی [۱۹]

۳-۱۰- قاب لوله‌ای

چهار ساختمان بلند دنیا از جمله برج ۱۱۰ طبقه سیرز (Sears)، ساختمان ۱۰۰ طبقه جان‌هانکوک (John Hancock)، ساختمان ۸۳ طبقه استاندارد اویل (Standard Oil) و نیز ساختمانهای ۱۱۰ طبقه تجارت جهانی، دارای سیستم لوله‌ای هستند. اولین تحلیل درباره مفهوم سیستم لوله‌ای توسط آقای خان (Khan) در سال ۱۹۷۳ ارائه گردید. هدف اصلی از بکارگیری این فرم سازه‌ای جایگزینی حداکثر مواد باربر در محیط سازه جهت ماکزیمم نمودن صلبیت خمشی مقطع است. قاب لوله‌ای ترکیبی است از ستونهای با فاصله کم و تیرهای عمیق که در تمام محیط پیرامونی سازه قرار دارند. ابتدائی‌ترین نوع قاب محیطی شامل چهار قاب صلب صفحه‌ای عمود بر هم است. در این فرم سازه‌ای،

قابهای موازی جهت وزش باد، عمل جان طره محیطی و قابهای عمود بر جهت وزش باد، عمل بالهای آن را انجام می‌دهند.

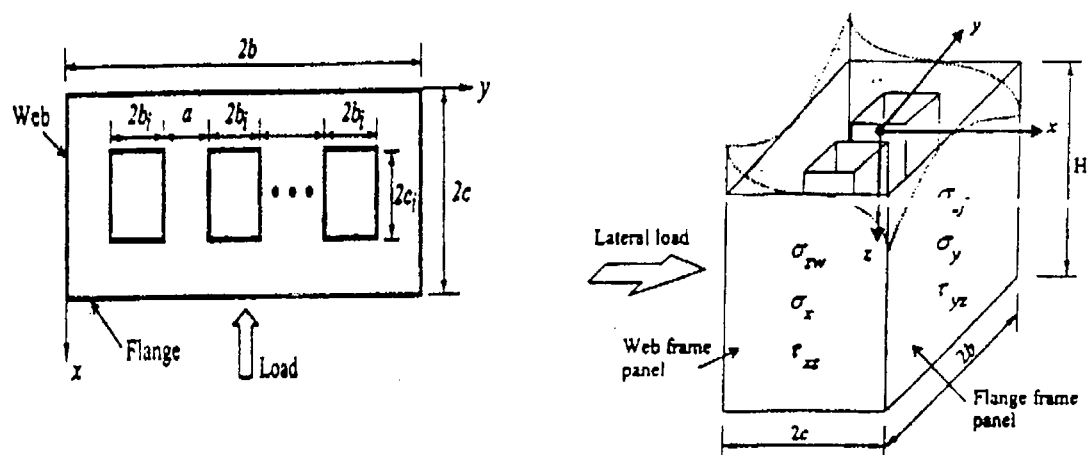
مود اولیه رفتاری قاب محیطی مشابه رفتار یک طره قائم می‌باشد و ستونهای در دو وجه مخالف محور خنثی، کششی و فشاری عمل می‌کنند. اضافه بر آن، قابهای موازی جهت بار جانبی تحت اثر خمش در صفحه، رفتار برشی از خود نشان می‌دهند. این رفتار با دخالت اثرات انعطاف‌پذیری تیرهای کناری باعث ایجاد لنگی برش و افزایش تنش در ستونهای گوشه‌ای و کاهش تنش در ستونهای میانی می‌گردد. این نحوه توزیع تنش باعث کاهش صلبیت خمشی مقطع می‌گردد. قابهای لوله‌ای در همه ساختمانهای بلند با بیش از ۵۰ تا ۶۰ طبقه به شیوه‌های گوناگون مورد استفاده قرار گرفته است زیرا در صورتیکه ارتفاع سازه از حدی بیشتر شود، دیگر روشهای متداول شامل قاب خمشی، بادبندی‌های همگرا و واگرا، دیوار برشی و یا ترکیبی از آنها برای مهاربندی این سازه‌ها کفایت نمی‌کند. در این نوع سازه چون تمام بارهای افقی توسط قاب محیطی تحمل می‌شود، پلان داخلی ساختمان عاری از ستونهای زیاد و مهاربندی است، بنابراین سطح خالص نشیمن در ساختمان افزایش می‌یابد [۱۳، ۳، ۱]. شکل ۳-۷ نمای شماتیک قاب محیطی می‌باشد.



شکل ۳-۷ سازه قاب محیطی [۱۳]

۱۱-۳- سیستم لوله تو در تو و قاب محیطی مهاربندی شده

در ساختمانهای بلند مرتبه و مدرن امروزی لزوم استفاده از سیستم قاب محیطی مشاهده می‌شود. لیکن به علت ارتفاع زیاد این نوع سازه‌ها، لنگی برش باعث کاهش قابل ملاحظه صلبیت خمشی سازه می‌شود. علیرغم مشکل ذکر شده در رابطه با قابهای محیطی، این سیستم به عنوان روشی اقتصادی و مؤثر در سازه‌های بلند استفاده می‌شود زیرا در این سیستم سازه‌ای تمامی بارهای جانبی توسط المانهای که در محیط سازه قرار دارند تحمل می‌شود. برای کاهش پدیده لنگی برش و نزدیک کردن رفتار قاب لوله‌ای به یک طره خمشی، می‌توان لوله‌هایی داخلی به سیستم اضافه کرد. لوله‌های داخلی باعث افزایش سختی جانبی کل سازه می‌شوند. علاوه بر این لوله‌های داخلی با یکدیگر و با قاب لوله‌ای خارجی اندرکنش دارند. قابهای لوله‌ای با لوله‌های داخلی یا قابهای لوله در لوله بطور گسترده‌ای در ساختمان‌سازی استفاده می‌شوند، زیرا باعث افزایش قابل توجه سختی جانبی در مقابله با بارهای زلزله و باد می‌گردند. علاوه بر این وجود لوله‌های داخلی باعث می‌شود که مقداری از بار قائم توسط این لوله‌ها تحمل شود. استفاده از لوله‌های داخلی باعث کاهش لنگی برش و کاهش تغییر مکان جانبی سازه گردیده و رفتار قاب لوله‌ای را به رفتار یک طره خمشی نزدیک می‌کند. این سازه را می‌توان بصورت یک سیستم معادل، شامل صفحات ارتوتروپیک پیوسته معادل‌سازی نمود. در این حالت هر یک از لوله‌ها به چهار صفحه ارتوتروپیک معادل که قابلیت تحمل نیروهای محوری و برشی را دارند تقسیم می‌شود. در این فرم سازه‌ای، فاصله ستونها بیشتر و عمق تیرهای کناری کمتر است، لذا در مقایسه با قابهای محیطی تکی، امکان ایجاد بازشوها و پنجره‌های بزرگتر وجود دارد که از مزایای آن به شمار می‌رود. در اشکال ۳-۸ و ۳-۹ مدل شماتیک و پلان قاب لوله در لوله مشاهده می‌گردد [۱۳].



شکل ۳-۸ قاب لوله‌ای معادل سازی شده با لوله‌های داخلی [۱۳] شکل ۳-۹ پلان سازه لوله در لوله معادل [۱۳]

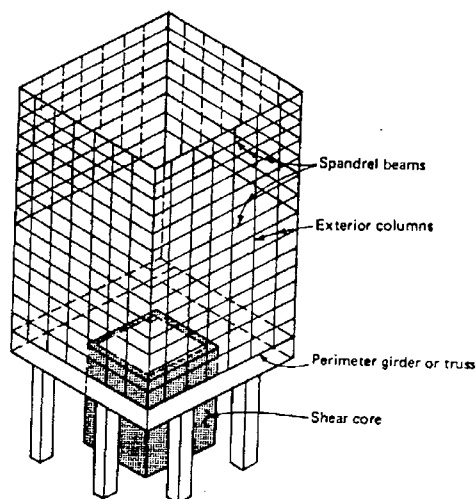
راه دیگر افزایش بازدهی قابهای محیطی در جهت افزایش فاصله بین ستونها و بالا بردن پتانسیل آن برای استفاده در ساختمانهای بلندتر، اضافه کردن مهاربندی‌های قطری در پیرامون سازه است. این نوع سازه برای اولین بار در سال ۱۹۶۹ در ساختمان فلزی جان هانکوک (John Hancock) شیکاگو و در سال ۱۹۸۵ در ساختمان بتنی (۷۸۰ Third Avenue) نیویورک به کار گرفته شد. در قاب محیطی فلزی، مهاربندها بر روی قابهای صلب وجوه ساختمان بصورت مورب قرار می‌گیرند. ولی در سازه‌های بتنی، مهاربندها شامل پانلهای بتنی به ابعاد بازشوها می‌باشند که بصورت در جا با قابها ریخته شده و بصورت قطری در وجوه ساختمان اجرا میگردند ..

از آنجا که مهاربندهای قطری در هر تقاطع به ستونها متصل می‌شوند، لنگی برش را عملاً در جان و بال قابها حذف می‌کنند. در نتیجه رفتار سازه تحت اثر بارهای جانبی بسیار شبیه قابهای مهاربندی شده است، به اضافه اینکه خمش در اعضای قابها نیز به مقدار زیادی کاهش می‌یابد. لذا فاصله بین ستونها بیشتر و عمق شاه‌تیرها کمتر و ابعاد بازشوها در مقایسه با قابهای محیطی معمولی بزرگتر خواهد شد. در سازه قاب محیطی مهاربندی شده، مهاربندها کارآیی قابهای محیطی در تحمل بارهای قائم را نیز افزایش می‌دهند. در این فرم سازه‌ای اختلاف تنشهای ناشی از بارهای قائم در ستونها، با انتقال بارهای محوری

توسط مهاربندها از ستونهای با تنش زیاد به ستونهای با تنش کم، از بین رفته، در نتیجه تنشها یکنواخت می گردند [۱۰، ۱۱، ۱۸، ۱۹].

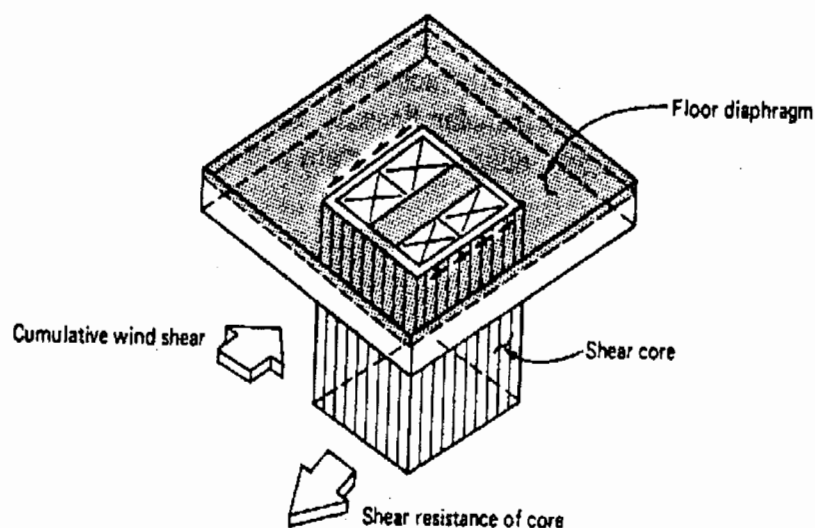
۳-۱۲- افزایش سطح بازشوها در همکف

در بخش قبل به دو روش جهت افزایش سطوح بازشوها، کاهش پدیده لنگی برش و تغییر مکان جانبی اشاره شد. از نقطه نظر معماری فضای آزاد در سطح زمین بسیار لازم و مطلوب است. در اغلب اوقات فضای باز در سطح زمین با حذف بعضی از عناصر باربر ساختمان یا اضافه نمودن یک سیستم سازه ای در پائین بوجود می آید. یکی از روشها جهت انتقال بار ستونهای قاب محیطی معمولی به تراز پایه استفاده از شاهیتز عمیق فلزی یا خریای ویرندایل می باشد که بارهای ستونهای نزدیک بهم را جمع کرده و به ستونهای موجود در تراز پایه منتقل می کند. لیکن برداشتن ستونهای پای سازه، مشکلات عدیده ای را در تحمل نیروهای برشی حاصل از بار جانبی ایجاد می کند، زیرا برش سنگین ایجاد شده در تراز فوقانی شاه تیر انتقال می بایست توسط تعداد کمی از ستونها تحمل شود، لذا لزوم افزودن یک هسته برشی مابین تراز پای سازه و تراز انتقال مشاهده می گردد .



شکل ۳-۱۰ ستونهای انتقال در قاب محیطی [۱۱]

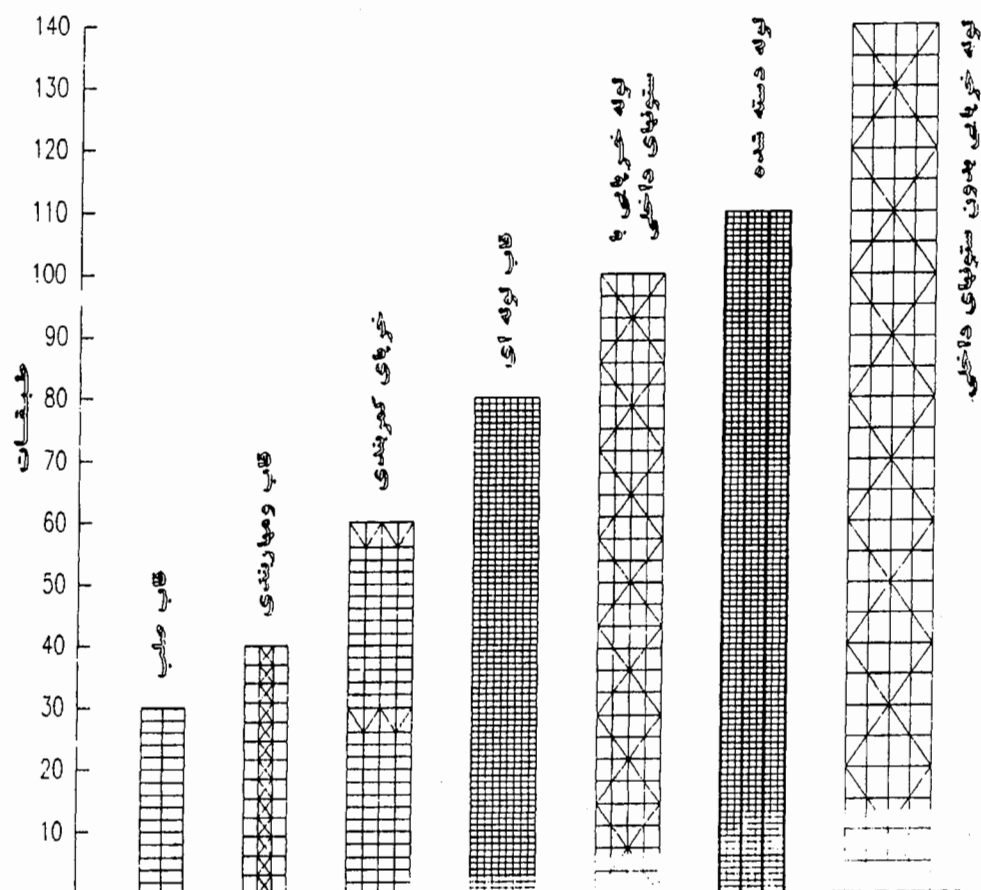
با توجه به اینکه هسته برشی در تراز انتقال قطع شده است، لذا تحت هیچگونه لنگر خمشی در تراز فوقانی قرار نمی‌گیرد. ولی در مقایسه با ستونها، مقدار زیادی برش در هسته مرکزی جمع می‌گردد، زیرا مقاومت برشی آن از مقاومت برشی ستونها بسیار بزرگتر است. جهت انتقال این برش عظیم نیاز به دیافراگمی بسیار صلب داریم. در سازه‌های فولادی سختی اضافی با افزودن مهاربندی‌های قطری در صفحه دیافراگم کف و در تراز انتقال، قابل حصول است. لیکن در سازه‌های بتنی می‌بایست ضخامت بتن کف را افزایش داد و یا فولاد مصرفی در دال را بیشتر کرد [۱۱ و ۱۹].



شکل ۱۱-۳ انتقال برش از طریق دیافراگم صلب [۱۱]

جهت افزایش سطح بازشوها در همکف می‌توان از ستونهای دو شاخه یا سه شاخه، که از جمع شدن اعضای فشاری تشکیل می‌شوند، استفاده کرد. این سیستم درمقابل بارهای قائم متقارن رفتار کاملاً مطلوبی دارد ولی برای بارهای پیچشی و جانبی عمود بر ستونها کمتر مناسب است زیرا در اثر عمل انفرادی ستونها لنگرهای خمشی زیادی ایجاد می‌شود [۱۹].

حال که انواع سیستمهای باربر جانبی و قائم در سازه‌ها معرفی شد، شکل ۳-۱۱ جهت مقایسه انواع سیستمها و تعداد طبقات قابل حصول توسط هر یک از آنها ارائه می‌شود.



شکل ۳-۱۲ مقایسه تعداد طبقات قابل حصول توسط انواع سیستمهای سازه‌ای [۱۲]

فصل چهارم

بررسی رفتار سیستم‌های قاب محیطی، کمربند خریائی و هسته مرکزی

- ۱-۴ مقدمه
- ۲-۴ تحلیل قاب محیطی به روش کؤل
- ۳-۴ روش پنج عضو قائم
- ۴-۴ تحلیل قاب محیطی بروش کوان
- ۵-۴ بررسی رفتار هسته برشی بوسیله روش کوان
- ۶-۴ سیستم قاب ساده، هسته مرکزی و کمربند خریائی

۴-۱ مقدمه

در این فصل سعی شده تاثیر موقعیت و سختی کمر بند خریائی و همچنین تاثیر وجود یا عدم وجود هسته مرکزی بر بهبود رفتار قاب محیطی بررسی گردد، در نتیجه رفتار هر یک از اعضای تشکیل دهنده سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی را باید جداگانه مورد بررسی قرار داد. در این فصل به بررسی روشهایی جهت آنالیز قاب محیطی می پردازیم که بر پایه روابط مقاومت مصالح و یا اصول انرژی بنا نهاده شده اند. سپس روشهایی جهت بررسی رفتار هسته برشی، تاثیر مهار کمر بندی و هسته مرکزی بر رفتار قاب ساده و همچنین تاثیر کمر بند خریائی و مهار بازوئی بر رفتار دیوار برشی کوپله، در این فصل گردآوری شده است. در انتها نیز روشی که جهت کاهش لنگی برش و جابجایی توسط آقای لی در سال ۲۰۰۱ ارائه شده بررسی می شود.

۴-۲ تحلیل قاب محیطی بروش کؤل (Coull) [۱]

در این روش جهت تحلیل قاب لوله ای، آن را بصورت صفحات ارتوتروپیک معادل مدل می کنیم (شکل ۴-۱) خواص صفحه ارتوتروپیک به صورتی بدست می آید که مدولهای الاستیسیته افقی و قائم آن به ترتیب نشان دهنده سختی تیرها و ستونها باشند و مدول برشی این صفحه، نشان دهنده سختی برش قاب باشد. در شکل ۴-۲ تنش در هر یک از پانلهای قاب ارتوتروپیک معادل بر روی المانهای کوچکی نمایش داده شده است.

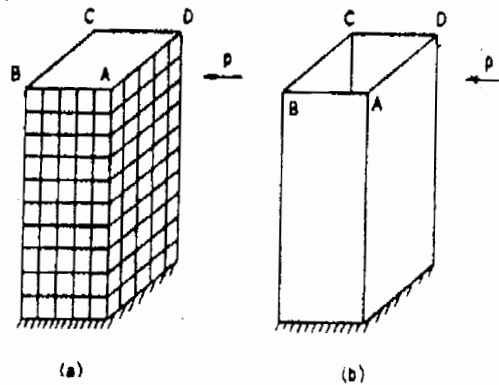
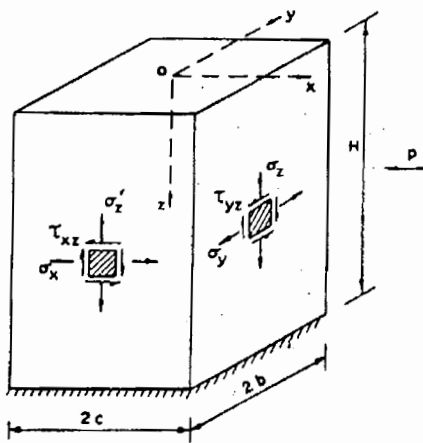
معادله تعادل تنشها در غیاب نیروهای حجمی برای پانل عمود بر جهت بار عبارتند از:

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = 0 \quad (1-2-4)$$

معادله تعادل در پانل موازی جهت بار جانبی عبارتست از :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = 0 \quad (2-2-4)$$

فرض می‌شود قاب کاملاً متقارن باشد، بنابراین توزیع تنشها در پانلهای موازی بار جانبی یکسان و در پانلهای عمود بر بار جانبی مساوی و از نظر علامت جبری مخالف می‌باشند.



شکل ۲-۴ نمادگذاری تنشها [۱]

شکل ۱-۴ مدل واقعی و جایگزین
سازه قاب محیطی [۱]

ارتباط تنشها و کرنشها در پانلهای ارتوتروپیک به صورت زیر بیان می‌شوند .

$$\sigma_y = E_y e_y + E_{yz} e_z \quad ; \quad \sigma_z = E_z e_z + E_{yz} e_y \quad ; \quad \tau_{yz} = G_{yz} \gamma_{yz} \quad (3-2-4)$$

$$\sigma_y = E_x e_x + E_{xz} e'_z \quad ; \quad \sigma'_z = E'_z e'_z + E_{xz} e_x \quad ; \quad \tau_{xz} = G_{xz} \gamma_{xz} \quad (4-2-4)$$

معادلات فوق به ترتیب مربوط به پانلهای عمودی و موازی می‌باشند. در چنین سازه‌ای E_{xz} , E_{yz} ناچیز فرض می‌شوند. علاوه بر این به علت یکنواخت بودن فواصل تیرها و ستونها و همچنین مشخصات مقاطع آنها در ارتفاع ،

$$E_z = E'_z = E \quad ; \quad G_{xz} = G_{yz} = G \quad (5-2-4)$$

می‌باشند. فرض آخر در راستای تسهیل حل معادلات انجام گرفت. در ادامه بسط روش برای مقاطع غیریکنواخت در ارتفاع دنبال خواهد شد. توزیع تنش در قابهای محیطی توسط سربهای توانی در مختصات x و y و ضرائبی که توابعی فرضی از مختصه ارتفاع می‌باشند، با دقت خوبی بیان می‌شوند. جهت مدل کردن توزیع تنش قائم، σ_z ، در پانلهای عمود بر جهت بار جانبی، ساده‌ترین تقریب توزیع سهموی تنش می‌باشد.

$$\sigma_z = \frac{M}{I} c + S_0(Z) + \left(\frac{Y}{b}\right)^2 S(z) \quad (6-2-4)$$

ضرائب $S_0(z)$ و $S(z)$ فقط توابعی از Z می‌باشند. ترمهای دوم و سوم رابطه (6-2-3) بیانگر اختلاف تئوری تیرهای ساده که در ترم اول گنجانده شده و رفتار پیچیده قاب محیطی است. به علت تقارن فقط توانهای زوج مختصه Y ، در این معادله استفاده شده است. در معادله (6-2-3)، I به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$I = \frac{4}{3} t c^2 (3b + c) + 4 A_c C^2 \quad (7-2-4)$$

$2c, 2b$ = طولهای قاب بال و جان، t = ضخامت موثر لوله ارتوتروپیک و A_c = سطح مقطع یکی از ستونهای گوشه می‌باشد. مقدار I برابر مقداری است که از ستونهای تکی در سازه اصلی نیز قابل حصول است. به طریق مشابه توزیع تنش قائم، σ'_z ، در پانلهای جان به صورت زیر بیان می‌شود.

$$\sigma'_z = \frac{M}{I} x + \left(\frac{x}{c}\right)^3 S_1(z) \quad (8-2-4)$$

در این قابها به علت توزیع تنش بصورت پاد متقارن، فقط از توانهای فرد در چند جمله‌ای استفاده شده است. جهت برقراری سازگاری کرنش قائم در گوشه‌ها، معادله زیر باید ارضاء گردد:

$$\frac{\sigma_z}{E}(\pm b, z) = \frac{\sigma'_z}{E}(c, z) = \frac{\sigma_c}{E} \quad (9-2-4)$$

σ_c تنش محوری درستونهای گوشه‌ای است که از معادله (10-2-4) بدست می‌آید.

$$\sigma_c = (\sigma_z)_{y=b} = \frac{M}{I} C + S_o + S \quad (10-2-4)$$

اگر سختی قابهای جان و بال یکسان نباشد و ستونهای گوشه از مصالح متفاوتی ساخته شوند، مدول الاستیسیته، E ، در معادله (9-2-4) ثابت نمی‌باشد. با جایگذاری معادلات (6-2-4) و (8-2-4) در معادله (9-2-4) رابطه (11-2-4) بدست می‌آید.

$$S_1 = S_o + S \quad (11-2-4)$$

معادله تعادل ممان داخلی و خارجی در هر ارتفاع عبارتست از:

$$2 \int_{-b}^b \sigma_z t c dy + z \int_{-c}^c \sigma'_z t x dx + 4 A_c c \sigma_c = M_z \quad (12-2-4)$$

در رابطه (12-2-4)، M_z کل ممان ناشی از بارهای خارجی در تراز موردنظر است. با جایگذاری معادلات (6-2-4)، (8-2-4) و (11-2-4) در معادله (12-2-4) و انتگرال‌گیری، رابطه (13-2-4) قابل حصول است.

$$S_o = -\frac{1}{3} m s \quad (13-2-4)$$

در رابطه (13-2-4) m همواره بزرگتر از واحد بوده و بصورت $m = (5b + 3c + 15A_c/t)/(5b + c + 5A_c/t)$ تعریف می‌شود.

اکنون تنشهای قائم، σ_z و σ'_z ، فقط با پارامتر مجهول $S(z)$ قابل بیان هستند.

$$\sigma_z = \frac{M}{I} c - \left[\frac{1}{3} m - \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] S \quad (14-2-4)$$

$$\sigma'_z = \frac{M}{I} x + \left(1 - \frac{1}{3} m \right) \left(\frac{x}{c} \right)^3 S \quad (15-2-4)$$

حال تنش در ستون گوشه عبارتست از:

$$\sigma_c = (\sigma_z)_{y=b} = \frac{M}{I} c + \left(1 - \frac{1}{3} m \right) S \quad (16-2-4)$$

با جایگذاری معادلات (14-2-4) و (15-2-4) در شرایط تعادل یا همان معادلات (1-2-4) و (2-2-4) و سپس انتگرال‌گیری، سایر تنشها نیز بدست می‌آیند:

$$\sigma_y = \frac{b^2 c}{2I} \left[\left(\frac{y}{b} \right)^2 - 1 \right] \frac{d^2 M}{dz^2} - \frac{b^2}{12} \left[2m \left(\frac{y}{b} \right)^2 - \left(\frac{y}{b} \right)^4 - (2m-1) \right] \frac{d^2 s}{dz^2};$$

$$\sigma_x = -\frac{c^3}{2I} \left[2 \left(\frac{1}{3} + \frac{b}{c} + \frac{A_c}{ct} \right) + \left(1 + \frac{2b}{c} + \frac{2A_c}{ct} \right) \frac{x}{c} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{c} \right)^3 \right] \frac{d^2 M}{dz^2} - \left(1 - \frac{1}{3} m \right) \frac{c^2}{20} \left[\left(\frac{x}{c} \right) - \left(\frac{x}{c} \right)^5 \right] \frac{d^2 S}{dZ^2};$$

$$\tau_{xz} = \frac{c^2}{2I} \left[1 + 2 \frac{b}{c} + 2 \frac{A_c}{ct} - \left(\frac{x}{c} \right)^2 \right] \frac{dM}{dz} + \left(1 - \frac{1}{3} m \right) \frac{c}{4} \left[\frac{1}{5} - \left(\frac{x}{c} \right)^4 \right] \frac{ds}{dz};$$

$$\tau_{yz} = -y \left\{ \frac{C}{I} \frac{dM}{dz} - \frac{1}{3} \left[m - \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \frac{ds}{dz} \right\}; \quad (۱۷-۲-۴)$$

ضرائب ثابت انتگرال گیری با اعمال شرایط مرزی محاسبه می‌شوند :

$$\text{At } x = +c : \sigma_x = \frac{p}{2t} = -\frac{1}{2t} \frac{d^2 M}{dz^2} \quad (۱۸-۲-۴)$$

در معادله (۱۸-۲-۴)، p شدت بار جانبی بر واحد طول می‌باشد .

$$\left. \begin{array}{l} \text{At } x = -c : \sigma_x = 0 \\ \text{At } y = \pm b : \sigma_y = 0 \end{array} \right\} \quad (۱۹-۲-۴)$$

همچنین معادله تعادل در ستون گوشه عبارتست از:

$$(\tau_{xz})_{x=c} + (\tau_{yz})_{y=b} = \frac{A_c}{t} \frac{\partial \sigma_c}{\partial z} \quad (۲۰-۲-۴)$$

τ_{yz} نسبت به محور $y = 0$ ، پادمتقارن است بنابراین هریک از قابهای جان نیمی از کل برش

اعمالی بر سازه را تحمل می‌کنند.

$$t \int_{-c}^c \tau_{xz} dx = \frac{F}{2} = \frac{1}{2} \int_0^z p dz = \frac{1}{2} \frac{dM}{dz} \quad (۲۱-۲-۴)$$

در معادله (۲۱-۲-۴) ، p تمامی بار اعمالی بر واحد ارتفاع سازه و F نیروی برشی کل می‌باشد.

انرژی کلی ذخیره شده در سازه (U) عبارتست از :

$$U = t \int_0^H \left\{ \int_{-b}^b \left(\frac{\sigma_z^2}{E} + \frac{\tau_{yz}^2}{G} \right) dy + \int_{-c}^c \left[\frac{\sigma_z'^2}{E} + \frac{\tau_{xz}^2}{G} \right] dx \right\} dz + 4 \frac{A_c}{2E} \int_0^H (\sigma_c)^2 dz \quad (22-2-4)$$

به علت سختی در صفحه دالهای کف طبقات، از کرنشهای افقی و در نتیجه از انرژی کرنشی مرتبط با تنشهای افقی σ_x و σ_y صرفنظر می‌شود. با جایگذاری معادلات (۱۴-۲-۴)، (۱۵-۲-۴)، (۱۶-۲-۴) و (۱۷-۲-۴) در معادله (۲۲-۲-۴)، می‌توان انرژی کرنشی کل سازه را بصورت سمبولیک به شکل معادله ۲۳ خلاصه کرد.

$$U = \int_0^H f \left(z, S, \frac{dS}{dz}, \frac{d^2S}{dz^2} \right) dz \quad (23-2-4)$$

معادله (۲۳-۲-۴) با بکارگیری اصل حداقل انرژی، می‌نیم می‌گردد. می‌نیم کردن انرژی جهت بدست آوردن معادله دیفرانسیل حاکم و مجموعه شرایط مرزی مورد نیاز، توسط حساب تغییرات انجام می‌گیرد. معادله (۲۴-۲-۴) از می‌نیم کردن کل انرژی پتانسیل سازه به دست می‌آید.

$$\frac{d^2S}{dz^2} - \left(\frac{K}{H} \right)^2 S = \lambda^2 \frac{d^2\sigma_b}{dz^2} \quad (24-2-4)$$

$$k^2 = 15 \frac{G}{E} \frac{H^2}{b^2} \frac{\frac{1}{5}(5m^2 - 10m + 9) + (3-m)^2 \frac{c}{b} \left(\frac{1}{7} + \frac{A_c}{ct} \right)}{\frac{1}{7}(35m^2 - 42m + 15) + \frac{1}{15} \left(\frac{c}{b} \right)^3 (3-m)^2} \quad (25-2-4)$$

$$\lambda^2 = 3 \frac{(5m-3) - \frac{1}{7} \left(\frac{c}{b} \right)^3 (3-m)}{\frac{1}{7}(35m^2 - 42m + 15) + \frac{1}{15} \left(\frac{c}{b} \right)^3 (3-m)^2} \quad (26-2-4)$$

جهت سهولت ارائه معادلات و همچنین نمایش ارتباط بین تنشهای قاب محیطی و تنشهای حاصل از تئوری ساده تیرها، سمت راست معادله (۲۴-۲-۴) بر اساس پارامتر σ_b بیان شده است که توسط رابطه (۲۷-۲-۴) بدست می‌آید.

$$\sigma_b = \frac{Mc}{I} \quad (27-2-4)$$

σ_b تنش است که با فرض رفتار قاب محیطی همانند یک تیر طره بدست آمده است. $S(z)$ واحدی جهت اندازه گیری درجه لنگی برش در پانلهای بال می باشد. برای قاب محیطی که در پایه گیردار و در بالا آزاد است شرایط مرزی حاصل از می نیمم کردن انرژی عبارتند از :

$$\left. \begin{array}{l} \text{At } z=0 : s=0 \\ \text{At } z=H : \frac{ds}{dz} - \lambda^2 \frac{d\sigma_b}{dz} = 0 \end{array} \right\} \quad (28-2-4)$$

در حالت خاصی که سختی ستونهای گوشه با سایر ستونها برابر است می توان این ستونها را نیز جزئی از غشاء ارتوتروپیک معادل سازی شده در نظر گرفت. در این صورت، A_c ، صفر می باشد و باعث ساده شدن روابط K^2, λ^2 می شود. شکل سطح مقطع سازه با m مشخص می شود که توسط رابطه (۲۹-۲-۳) حاصل می شود.

$$m = \frac{5b+3c}{5b+c} \quad (29-2-4)$$

اگر فرض کنیم که محدوده تغییرات نسبی ابعاد سازه توسط بازه $[b=2c, 2b=c]$ مشخص شود، مقدار m نیز در حد فاصل ۱.۱۸ تا ۱.۵۷ تغییر می کند. در سازه های واقعی مقدار K^2 که توسط معادله (۲۵-۲-۴) بدست می آید به ازای تمامی مقادیر $\frac{b}{c}$ و $\frac{A_c}{ct}$ مثبت می باشد، بنابراین قسمت همگن پاسخ معادله (۲۴-۲-۴) به شکل زیر قابل بیان است :

$$S = A \cosh \frac{K}{H} z + B \sinh \frac{K}{H} z \quad (30-2-4)$$

A و B ثابتهای انتگرال گیری هستند که از شرایط مرزی بدست می آیند. جواب خصوصی معادله (۲۴-۲-۴) بستگی به نوع بار وارده و نیز تنش σ_b دارد. جواب خصوصی مورد نظر برای سه نوع بارگذاری متمرکز با مقدار p در تراز فوقانی سازه، بار گسترده یکنواخت با شدت p بر واحد ارتفاع و بار گسترده مثلی با شدت صفر در تراز پایه که تا شدت p در بالای سازه بصورت خطی تغییر می کند، بدست می آید. هر نوع بارگذاری دوزنقه ای از رویهم گذاری بار گسترده یکنواخت و مثلی قابل محاسبه است.

حالت ۱- بار متمرکز P در $z=0$ در این حالت لنگر اعمالی در هر تراز با معادله $M = Pz$ و تنش مبنای σ_b نیز با معادله $\sigma_b = (pc/I)z$ نمایش داده می‌شوند. پاسخ کامل معادله (۲۴-۲-۴) پس از اعمال شرایط مرزی حاصل از معادله (۲۸-۲-۴) مطابق معادله (۳۱-۲-۴) بدست می‌آید.

$$S(\xi) = \frac{\lambda^2}{K} \sigma_b(H) \frac{\sinh K\xi}{\cosh k} \quad (31-2-4)$$

جهت سهولت پاسخ معادله بر اساس پارامتر بدون بعد $\zeta = z/H$ بیان شده است. همچنین تنش پایه $\sigma_b(H) = PcH/I$ عبارتست از:

حالت ۲- بار گسترده یکنواخت با شدت P در ارتفاع -

$$M = \frac{Pz^2}{2} ; \quad \sigma_b = \frac{Pc}{I} \frac{z^2}{2} \quad (32-2-4)$$

$$S(\xi) = 2 \frac{\lambda^2}{K^2} \sigma_b(H) \left[\frac{\cosh k(1-\xi) + k \sinh k\xi - 1}{\cosh k} \right] \quad (33-2-4)$$

$$\sigma_b(H) = \frac{PcH^2}{2I} \quad (34-2-4)$$

حالت ۳- بار گسترده مثلثی -

$$M = \frac{P}{2} \left(z^2 - \frac{z^3}{3H} \right); \quad \sigma_b = \frac{P}{2} \left(z^2 - \frac{z^3}{3H} \right) \frac{c}{I} \quad (35-2-4)$$

$$S(\xi) = 3 \frac{\lambda^2}{K^2} \sigma_b(H) \left[\frac{2K \cosh k(1-\xi) + (k^2 - 2) \sinh k\xi}{2k \cosh k} - (1-\xi) \right] \quad (36-2-4)$$

$$\sigma_b(H) = \frac{1}{3} \frac{PcH^2}{I} \quad (37-2-4)$$

با مشخص شدن تابع تنش، S ، سایر تنشها به وسیله روابط (۴-۲-۱۴)، (۴-۲-۱۵) و (۴-۲-۱۷) به سادگی قابل محاسبه‌اند.

۴-۲-۱ خواص صفحات ارتوتروپیک معادل در روش کؤل [۱]

در جایگزینی یک پانل قاب محیطی با یک صفحه ارتوتروپیک معادل می‌بایست سختی صفحه جایگزین بصورتی باشد که نیروی محوری و تغییرشکل برشی را بر اساس مدل واقعی سازه بیان کند. درحالتی که نیروهای محوری مد نظرند (شکل ۴-۳) اگر رابطه (۴-۲-۳۸) برقرار باشد تغییرشکلهای حاصله از قاب اصلی و صفحه معادل یکسان بدست می‌آیند.

$$AE = dtE_z \quad (۴-۲-۳۸)$$

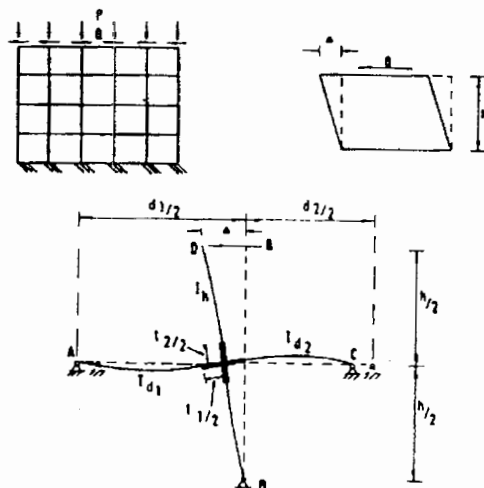
A = سطح مقطع یک ستون در یک دهانه به عرض d ، E = مدول الاستیسیته، t = ضخامت صفحه معادل و E_z = مدول الاستیسیته معادل می‌باشند. مدول برشی صفحه معادل بگونه‌ای انتخاب می‌شود که تغییرشکل و افقی پانل قاب و صفحه تحت اثر نیروی Q ، مساوی باشند (شکل ۳-۳). فرض می‌شود سقف صلب، نقطه عطف خمش در وسط دهانه تیر و نقطه عطف خمش ستونها درمیانه ارتفاع آنهاست.

رابطه بار تغییرمکان برای یک قطعه از قاب عبارتست از :

$$Q \frac{h}{2} = \frac{6EI_h}{e^2} \left(1 + \frac{t_2}{e} \right) \frac{\Delta}{1 + \frac{\frac{2I_h}{e} \left(1 + \frac{t_2}{c} \right)}{\frac{I_{d_1}}{I_1} \left(1 + \frac{t_1}{\ell_1} \right)^2 + \frac{I_{d_2}}{I_2} \left(1 + \frac{t_1}{\ell_2} \right)^2}} \quad (۴-۲-۳۹)$$

I_h = ممان دوم سطح ستونها، h = ارتفاع طبقه، I_{d_1} و I_{d_2} به ترتیب ممان دوم سطح تیرهای مجاور در تمام طول d_1 و d_2 ، t_1 و t_2 = طول وارفتاق بازوهای صلب و $I_1 = d_1 - t_1$ ، $I_2 = d_2 - t_1$ ، $e = h - t_2$ ، رابطه بار - تغییرمکان برای یک صفحه معادل با دهانه مساوی با قطعه قاب عبارتست از $\Delta = [Q/(GA)]h$ که G = مدول برشی موثر و A = سطح صفحه معادل هستند. با مساوی قرار دادن روابط تغییرشکل - بار

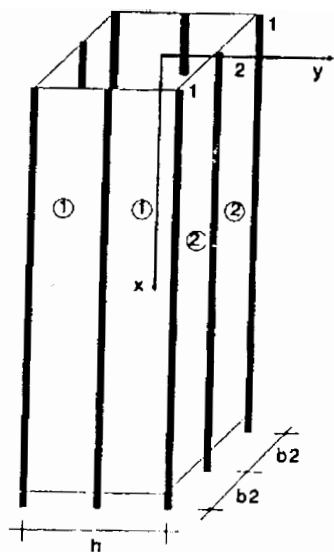
مربوط به قاب و صفحه معادل، مقدار سختی برشی، GA ، یک صفحه ارتوتروپیک بر اساس رابطه (۴-۲-۴) محاسبه می‌گردد.



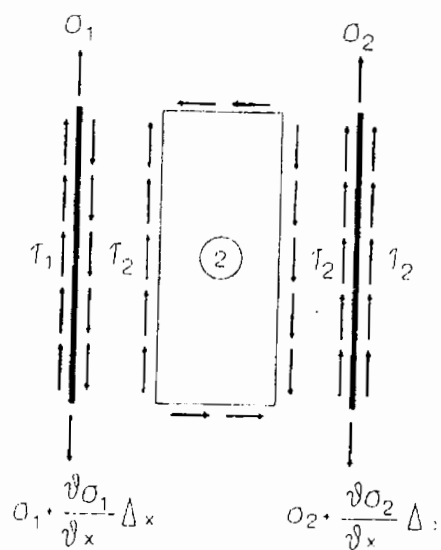
شکل ۳-۴ جایگزینی پانل قاب توسط المان طره‌ای برشی معادل [۱]

۳-۴ روش پنج عضو قائم [۴]

سازه نشان داده شده در شکل (۴-۵) قاب محیطی را نشان می‌دهد که هر قاب بصورت سه تیر عمودی و دو پانل برشی مدل گردیده است. تیرهای عمودی فقط نیروی محوری را تحمل نموده و سختی خمشی ندارند و پانل‌های برشی سختی برشی داشته و هیچگونه سختی خمشی و محوری ندارند. رفتار مواد، الاستیک و خطی و مقاطع تیر و ستون در سراسر ارتفاع یکنواخت فرض شده است.



شکل ۴-۵ مدل سه عضو قائم [۴]



شکل ۴-۴ پیکره آزاد تنش در مدل سه عضو قائم

۴-۳-۱ تعیین تنش‌های برشی و محوری [۴]

شکل (۴-۴) دیاگرام آزاد تنش‌ها در مدل را نشان می‌دهد. با توجه به این شکل، معادلات تعادل در تیرهای قائم براحتی قابل دسترسی بوده و نیز رابطه سازگاری تغییرشکل پانلهای برشی، محاسبه می‌گردند. روابط (۴-۳-۱) به ترتیب مربوط به تیرهای قائم ۱ و ۲ هستند. با استفاده از این عبارت و

مشتق‌گیری و جایگذاریهای مناسب، معادله دیفرانسیل (۲-۳-۴) که بیان‌کننده رفتار حاکم بر سازه است، بدست خواهد آمد.

$$\tau_1 t_1 - \tau_2 t_2 - A_1 \frac{\partial \sigma_1}{\partial x} = 0 \quad (۲-۳-۴) \text{ الف}$$

$$2\tau_2 t_2 - A_2 \frac{\partial \sigma_2}{\partial x} = 0 \quad (۲-۳-۴) \text{ ب}$$

$$\frac{\partial^2 \tau_2}{\partial x^2} - k^2 \tau_2 + \lambda \tau_1 = 0 \quad (۲-۳-۴)$$

تنش برشی در پانل ۱ که در رابطه اخیر با t_1 نشان داده شده است، از تقسیم نیروی برشی در هر تراز بر سطح پانل ۱ بدست می‌آید. این مقدار عبارت است از $\tau_1 = (v/2ht_1)$ که v نیروی برشی در هر تراز بوده و فقط به نوع بارگذاری بستگی دارد. در ادامه معادله دیفرانسیل برای یک بار گسترده یکنواخت حل می‌گردد. یادآوری می‌گردد که نیروی برشی v حاصل از بار گسترده یکنواخت w ، C_1 و C_2 ضرایب ثابتند که توسط شرایط مرزی بدست خواهند آمد.

$$\gamma_2 = C_1 \sinh kx + C_2 \cosh kx + \frac{\lambda}{k^2} \frac{wx}{2ht_1} \quad (۳-۳-۴)$$

شرایط مرزی مناسب برای تعیین ضرایب ثابت رابطه اخیر بدین صورت است که در بالای سازه بعلاوه بر این صفر بودن تنشهای محوری و با توجه به سازگاری تغییر شکل، $\frac{\partial \tau_2}{\partial x}$ صفر خواهد گردید. علاوه بر این چون تغییر مکانهای محوری در پای سازه صفر است، بنابراین کرنش برشی $\gamma_2 = \frac{u_2 - u_1}{b_2}$ صفر خواهد بود به علت صفر بودن کرنش برشی و استفاده از عبارت $\tau_2 = \gamma_2 G_2$ ، تنش برشی τ_2 نیز صفر خواهد بود. با اعمال شرایط مرزی ارائه شده، ثابتهای C_1 و C_2 محاسبه گردیده و با جایگذاری آنها در رابطه (۳-۳-۴)، حل نهایی بصورت رابطه (۴-۳-۴) خواهد بود. همچنین تنشهای محوری نیز با کاربرد روابط تعادل (۱-۳-۴) و انتگرال‌گیری و اعمال شرایط مرزی، ($x=0 \Rightarrow \sigma_1 = \sigma_2 = 0$) بدست می‌آید.

$$C_1 = -\frac{\lambda}{k^3} \frac{w}{2ht_1} \quad (۴-۳-۴) \text{ الف}$$

$$C_2 = \frac{\lambda}{k^3} \frac{w}{2ht_1} \frac{1}{\cosh kL} (\sinh kL - kL) \quad (۴-۳-۴) \text{ ب}$$

$$\tau_2 = \frac{wE_2A_2}{2ht_1(E_2A_2 + 2E_1A_1)} \times \left\{ x - \frac{L \cosh kx}{\cosh kL} + \frac{\sinh [k(L-x)]}{k \cosh kL} \right\} \quad (۵-۳-۴)$$

$$\sigma_1 = \frac{wx^2}{4hA_1} - \frac{wE_2A_2}{2hA_1(E_2A_2 + 2E_1A_1)} \times \left\{ \frac{x^2}{2} - \frac{L \sinh kx}{k \cosh kL} - \frac{\cosh [k(L-x)]}{k^2 \cosh kL} + \frac{1}{k^2} \right\} \quad (۶-۳-۴)$$

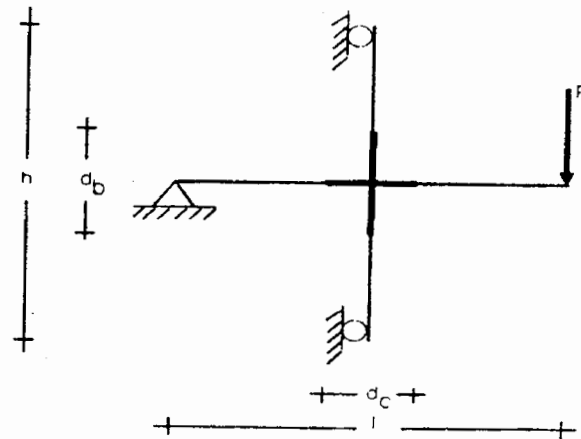
$$\sigma_2 = \frac{wE_2}{h(E_2A_2 + 2E_1A_1)} \times \left\{ \frac{x^2}{2} - \frac{L \sinh kx}{k \cosh kL} - \frac{\cosh [k(L-x)]}{k^2 \cosh kL} + \frac{1}{k^2} \right\} \quad (۷-۳-۴)$$

۴-۳-۲ عامل صلبیت برشی، خمشی و لنگی برش [۴]

مدل‌های انتخابی که بجای سازه واقعی استفاده می‌شوند، باید دارای خواص زیر باشند. نخست اینکه، مدول الاستیسیته E برای هر تیر قائم با مدول الاستیسیته ستون‌هایی که تیر قائم را تشکیل می‌دهند، برابر باشند. نکته دوم اینست که، سطح مقطع تیرهای قائم در قاب بال، مجموع مساحت‌های ستون‌های تشکیل دهنده آنها هستند. علاوه بر این در قاب جان، ستون‌هایی که در $1/6$ دهانه واقعند، به مساحت تیرهای قائم گوشه اضافه می‌شوند. شایان توجه است که قواعد مختلف جایگزینی ستون‌های سازه اصلی با تیرهای قائم می‌تواند دقت مدل را افزایش دهد.

اینک به محاسبه سختی برشی Gt پرداخته می‌شود. G و t بطور جداگانه در روابط ظاهر نشده، بلکه حاصل ضرب آنها بکار می‌رود. بنابراین دلیلی وجود ندارد که آنها را بطور مجزا محاسبه نمائیم. بلکه Gt معادل را بدست آورده، سپس مقادیری به G و t با توجه به مقدار حاصل ضرب آنها نسبت خواهیم داد با توجه به گره‌های کاملاً سخت و خمشی تیر و ستون، مدل نشان داده شده در شکل (۳-۶) رابطه زیر بدست آمده است [۴].

$$Gt = \frac{12EI}{h} \left[\frac{1}{\frac{(\ell - d_c)^3}{I_b} + \frac{(h - d_b)^3}{I_c} \left(\frac{l^2}{h^2} \right)} \right] \quad (۸-۳-۴)$$



شکل ۴-۶ مدل تحلیلی برای محاسبه صلبیت برشی [۴]

عامل دیگری که رفتار قاب محیطی را بیان می‌کند، سختی نامیده می‌شود. برای محاسبه آن فرض می‌گردد همه ستونها از یک ماده ساخته شده و مدول الاستیسیته یکسانی داشته باشند.

در ادامه، ابتدا رابطه مربوط به لنگی برش و سپس رابطه سختی ارائه می‌گردد. تنش‌های محوری در تیرهای قائم ۱ و ۲ در پای ساختمان $X = L$ ، در روابط (۳۹-۳-۴) و (۱۰-۳-۴) نشان داده شده است. با توجه به آن مشاهده می‌گردد که لنگی برش تابعی از سختی (KL) و نسبت مساحت‌های تیرهای قائم می‌باشد. اما مطابق شکل (۷-۴) تعلق آن به دومی بسیار ناچیز است.

$$\sigma_1 = \frac{WL^2}{2h(2A_1 + A_2)} \left(1 + \frac{A_2}{A_1} \left\{ \frac{1}{kL} \tan kL - \frac{1}{(kL)^2} \left[1 - \frac{1}{\cos kL} \right] \right\} \right) \quad (۹-۳-۴)$$

$$\sigma_2 = \frac{WL^2}{2h(2A_1 + A_2)} \left(1 - \frac{2}{kL} \tan kL + \frac{2}{(kL)^2} \left[1 - \frac{1}{\cosh kL} \right] \right) \quad (۱۰-۳-۴)$$

$$kL = L \sqrt{\frac{Gt}{E_b} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{2}{A_2} \right)} \quad (11-3-4)$$

$$Gt = \frac{12E}{hL} \left(\frac{1}{\frac{L}{I_b} + \frac{h}{I_c}} \right) \quad (12-3-4)$$

$$kL = L \sqrt{\frac{12}{hI_b} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{2}{A_2} \right) \left(\frac{1}{\frac{L}{I_b} + \frac{h}{I_c}} \right)} \quad (13-3-4)$$

رابطه (۱۱-۳-۴) عبارت مربوط به سختی خمشی و رابطه (۱۲-۳-۴) سختی برشی پانل را وقتی که از سختی گره‌ها صرف‌نظر شده باشد، نشان می‌دهند. رابطه نهایی (۱۳-۳-۴) از جایگذاری دو رابطه مزبور بدست آمده است.

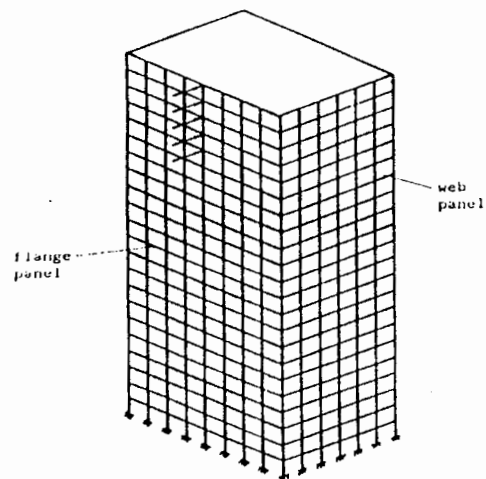
۴-۴ تحلیل قاب محیطی به روش کوان (Kwan) [۳]

۴-۴-۱ مقدمه

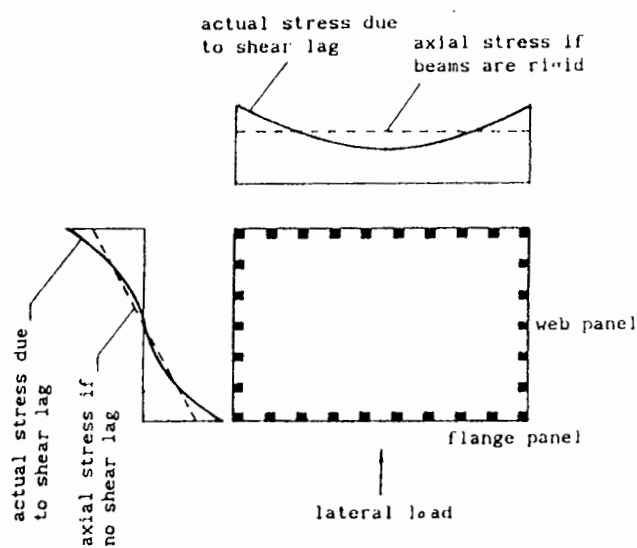
در بخش گذشته جهت تحلیل قاب محیطی از مدل‌سازی سازه به شکل تعدادی عضو قائم و پانل‌های برشی استفاده شد. در روش فوق علاوه بر اینکه دارای دقت کمی بود با افزایش تعداد اعضاء قائم تعداد معادلات افزایش یافته و محاسبات بسیار پیچیده و وقتگیر بود.

روشی که در ادامه ارائه می‌شود توسط کوان در سال ۱۹۹۴ ارائه گشته [۳] که دارای دقت خوب و سادگی در محاسبات می‌باشد. تحت بار جانبی قاب محیطی مانند یک تیر قوطی شکل طره‌ای عمل می‌کند، لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی بوسیله نیروی محوری ایجاد شده در ستون‌ها و نیروهای برشی توسط تیرها و ستون‌های موجود در قاب‌های دو طرف قاب محیطی تحمل می‌گردد (شکل ۴-۷).

بعلت عدم صلبیت، تیرها نمی‌توانند تمام نیروهای محوری ستون‌ها را به یکدیگر منتقل کنند بنابراین در ترازهای پایه نیروی محوری در ستونهای گوشه افزایش یافته و در ستونهای میانی کاهش می‌یابد. این پدیده لنگی برش نامیده می‌شود (شکل ۸-۴).



شکل ۸-۴ نمونه قاب محیطی تحت بار جانبی [۳]



شکل ۸-۴ توزیع تنشهای محوری در قاب محیطی [۳]

۴-۴-۲ روش آنالیز [۳]

قاب محیطی نشان داده شده در شکل (۴-۹) شامل بخش‌های زیر است :

۱- دو پانل موازی در جان که موازی بارهای جانبی هستند.

۲- دو پانل موازی که در بال که عمود بر جهت بارهای جانبی هستند.

۳- چهار ستون در چهار گوشه قاب محیطی

اگر اندازه و مشخصات هندسی در هر قاب یکنواخت در نظر گرفته شود می‌توان تابعی جهت تغییر شکل در هر قاب ارائه کرد.

$$W = \phi \alpha \left[(1-\alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a} \right)^3 \right] \quad (۴-۴-۱)$$

$$W' = \phi \alpha \left[(1-\beta) + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \quad (۴-۴-۲)$$

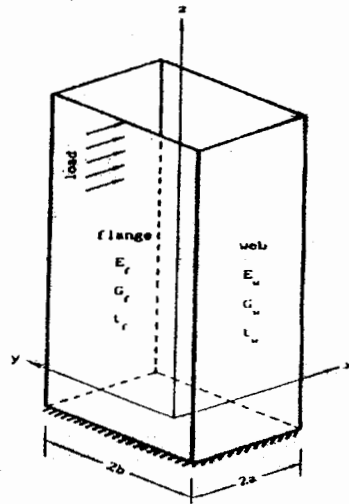
که در آن W و W' تابع توزیع تغییر شکل محوری در قاب جان و بال می‌باشند.

ϕ = زاویه چرخشی مقطع پلان، α و β = ضرایب لنگی برش در جان و بال هستند.

مجموع انرژی کرنشی عبارت است از :

$$(۴-۴-۳)$$

$$\Pi_e = \int_0^h \int_{-a}^a t_w (E \varepsilon_z^2 + G \gamma_{xz}^2) dx dz + \int_0^h \int_{-b}^b t_f (E \varepsilon_z'^2 + G \gamma_{yz}^2) dy dz + \int_0^h 2 E_m A_k \varepsilon_k^2 dz$$



شکل ۴-۹ مدل سازی قاب محیطی در روش کوان [۳]

از طرف دیگر مجموع انرژی پتانسیل ناشی از بار جانبی عبارت است از :

۱- بار نقطه‌ای با شدت P در بالای سازه :

$$\Pi_p = -PU(h) \quad (۴-۴-۴)$$

۲- بار یکنواخت با شدت P بر واحد ارتفاع :

$$\Pi_p = -\int_0^h PU(z) dz \quad (۵-۴-۴)$$

۳- بار مثلثی با شدت T بر واحد ارتفاع در بالای سازه :

$$\Pi_p = -\int_0^h T \frac{Z}{h} U(z) dz \quad (۶-۴-۴)$$

مجموع کل انرژی برابر مجموع انرژی پتانسیل ناشی از نیروهای خارجی بعلاوه مجموع انرژی کرنشی در سازه می‌باشد. با حداقل کردن مجموع کل انرژی معادله دیفرانسیل‌های با توابع مجهول ϕ و u و ضرایب مجهول α و β بدست می‌آیند. اما حل همزمان چهار معادله دیفرانسیل مرتبه دو و بیشتر بسیار مشکل می‌باشد بنابراین از یک تقریب مناسب استفاده می‌گردد.

هر چند از نظر تئوری مقادیر α و β با حل معادلات بدست خواهند آمد اما برای افزایش هر چه بیشتر سادگی در محاسبات مقادیر تقریبی برای α و β به شکل زیر فرض می‌گردد.

شرایط مرزی عبارتند از : در بالای سازه تنش‌های محوری صفر هستند و $\frac{d\alpha}{dz} = 0$ و $\frac{d\beta}{dz} = 0$ (در $z = H$).

$$\alpha = \alpha_1 \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 + \alpha_2 \left[2 \frac{z}{H} - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right] \quad (7-4-4)$$

$$\beta = \beta_1 \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 + \beta_2 \left[2 \frac{z}{H} - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right] \quad (8-4-4)$$

که α_1 و β_1 ، α_2 و β_2 مقادیر مفروض هستند که با توجه به نوع بارگذاری سازه بدست می‌آیند، مقادیر m_w و m_f نسبت سختی برشی هستند که عبارتند از :

$$m_w = \frac{G_w H^2}{E_w a^2} \quad (9-4-4)$$

$$m_f = \frac{G_f H^2}{E_f b^2} \quad (10-4-4)$$

۳-۴-۴ تنش‌های محوری [۳]

تنش‌های محوری در قاب بال و جان با مشتق‌گیری نسبت به z از روابط (۱-۴-۳) و (۲-۴-۳) و ضرب کرنش محوری در مدول یانگ بدست می‌آید .

$$\sigma_z = E_w a \frac{d\phi}{dz} \left[(1 - \alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a}\right)^3 \right] \quad (11-4-4)$$

$$\sigma'_z = E_f a \frac{d\phi}{dz} \left[(1 - \beta) + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \quad (12-4-4)$$

در عبارت فوق مقدار EI همچنان مجهول بوده و بصورت معادله (۱۳-۴-۳) خواهد بود.

$$EI = \frac{4}{3} E_w t_w a^3 \left(1 - \frac{2}{5} \alpha \right) + 4 E_f t_f a^2 b \left(1 - \frac{2}{3} \beta \right) + 4 E_M A_k a^2 \quad (13-4-4)$$

۴-۴-۴ تغییر مکان جانبی [۳]

برای بدست آوردن تغییر مکان جانبی سازه کافی است مقدار EI از معادله (۱۳-۴-۴) را در معادله (۱۴-۴-۴) جانشین کنیم و سپس با قرار دادن مقدار ϕ در رابطه (۱۵-۴-۴) مقدار u که همان تغییر مکان جانبی است بدست می‌آید.

$$\phi = \frac{1}{EI} \int_0^z M dz \quad (14-4-4)$$

$$u = \int_0^z \left(\frac{S}{4 G_w t_w a} - \phi \right) dz \quad (15-4-4)$$

تغییر مکان جانبی برای انواع بارها عبارتند از :

حالت اول - بار نقطه‌ای :

$$u = \frac{P}{EI} \left(\frac{1}{2} H z^2 - \frac{1}{6} z^3 \right) - \frac{P}{4 G_w t_w a} \quad (16-4-4)$$

حالت دوم - بار گسترده یکنواخت :

$$u = \frac{U}{EI} \left(\frac{1}{4} H^2 z^2 - \frac{1}{6} H z^3 + \frac{1}{24} z^4 \right) + \frac{U}{4 G_w t_w a} \left(H z - \frac{1}{2} z^2 \right) \quad (17-4-4)$$

حالت سوم - بار گسترده مثلثی :

$$u = \frac{T}{EI} \left(\frac{1}{6} H^2 z^2 - \frac{1}{12} H z^3 + \frac{1}{20} \frac{z^5}{H} \right) + \frac{T}{4 G_w t_w a} \left(\frac{1}{2} H z - \frac{1}{6} \frac{z^3}{H} \right) \quad (18-4-4)$$

۴-۵ بررسی رفتار هسته برشی بوسیله روش کوان [۱۶]

هسته‌ها در ساختمانهای بلند از مهمترین اعضای اصلی سازه‌ای مقاوم در برابر بارهای افقی و قائم هستند. هسته‌های بتن مسلح معمولاً از تعدادی دیوار برشی متصل بهم تشکیل می‌شوند و یک مقطع قوطی شکل می‌سازند.

مقطع هسته ممکن است باز باشد یا بوسیله تیرها و تقاطع با تاوهای کف نیمه بسته گردد. ممان اینرسی هسته‌های بتن مسلح بسیار زیاد است و لذا غالباً به تنهایی قادر به تحمل تمامی بارهای جانبی هستند. تنشها و تغییر مکانهای خمشی ناشی از بارهای جانبی یک هسته با مقاطع بسته، به سادگی مانند یک طره قائم و براساس ممان اینرسی حول محور اصلی هسته محاسبه می‌گردد. جهت کاهش پدیده لنگی برش و همچنین تغییر مکان جانبی قاب لوله‌ای، می‌توان یک هسته برشی با صلبیت نسبتاً زیاد را با آن ترکیب کرد، لذا بررسی رفتار هسته برشی به تنهایی لازم به نظر می‌رسد. کوان در سال ۱۹۹۶ با مطالعات اجزای محدود بر روی نمونه‌های متفاوت هسته برشی به این نتیجه رسید که در هسته‌های برشی نیز پدیده لنگی برش اتفاق می‌افتد و دیگر فرض اولر - برنولی صادق نیست. مطابق فرض اولر - برنولی تنشهای محوری در جانها و بالها بطور خطی و یکنواخت توزیع می‌شوند. در هر صورت این فرض در مورد هسته‌های برشی تقریبی است و زمانی قابل اعمال است که یا نیروی برشی وجود نداشته باشد و یا سختی برشی سازه بی‌نهایت باشد. در مطالعه پارامتریک آقای کوان هسته‌های متقارن آنالیز شده‌اند بنابراین فقط نصف هسته مدل شده و با اعمال شرایط مرزی مناسب در محل محور تقارن، این سازه‌ها آنالیز شده‌اند. پانلهای جان و بال با المانهای ایزوپارامتریک ۸ گره‌ای مش‌بندی شده‌اند. در این مش‌بندی ۲۰ لایه المان در امتداد قابهای جان و بال در نظر گرفته شده و در ارتفاع نیز هر لایه توسط ۶۰ المان مش‌بندی می‌شود. ۴۰ المان در نیمه پایینی سازه و ۲۰ المان در نیمه فوقانی می‌باشند. در این مطالعه هسته‌های مختلف که در آنها نسبت ارتفاع به عرض جان یا ارتفاع به عرض بال متغیر است، آنالیز شده که جمعاً ۱۵ مدل می‌باشند در این روش نسبت عرض بال به عرض جان بین ۰/۳۳ تا ۳ متغیر است. حال آنکه نسبت ارتفاع به نصف عرض جان و عرض بال بین ۳/۳ تا ۴۰ متغیر می‌باشند.

در تمامی هسته‌های برشی ضخامت بال و جان در ارتفاع ثابت است و ضریب پواسون 0.25 در نظر گرفته می‌شود. سه نوع بار متمرکز، گسترده یکنواخت و گسترده مثلثی در صفحه‌ای به موازات جان بر سازه اعمال می‌شود. پیچش در سازه متقارن، با بستن درجات آزادی مربوط به پیچش که بر لبه بال و در امتداد محور تقارن واقع‌اند، محدود می‌شود. سازه در محل اتصال به زمین گیردار فرض می‌شود. جهت مطالعه دقیقتر لنگی برش در جان و بال این مفهوم توسط پارامترهای بدون بعد α و β نشان داده می‌شوند. مفهوم این ضرایب توسط آقای کوان در مرجع [۳] ارائه شده است. نتایج آنالیز هسته‌ها بیانگر این است که مقادیر α و β در ارتفاع دیوار تغییر می‌کنند به گونه‌ای که مقادیر ماکزیمم آنها اغلب در پای دیوار رخ می‌دهد بنابراین لنگی برش در پای سازه بسیار بحرانی‌تر از سایر مناطق می‌باشد. با توجه به مطالعات پارامتریک مشاهده می‌شود که α عمدتاً وابسته به نسبت ارتفاع به عرض و β وابسته به هستند. همچنین نتایج زیر نیز حاصل می‌شوند:

۱- هنگامیکه نسبت‌های ارتفاع به عرض در پانلها کوچک می‌باشد مقادیر α و β بزرگ می‌شوند و به 0.5 تا 0.7 یا بیشتر نیز نزدیک می‌شوند [۱۶].

۲- بامقایسه ضرایب لنگی برش در حالات مختلف بارگذاری مشخص می‌شود که این ضرایب در حالت بارگذاری متمرکز در بالای سازه بیشترین مقدار را داراست و به ترتیب برای بار گسترده مثلثی و بار گسترده یکنواخت کمتر می‌شود [۱۶].

لازم به ذکر است که هنگامی که لنگی برش کم باشد پارامترهای بی بعد α و β به صفر و هنگامیکه لنگی برش زیاد باشد به سمت یک میل می‌کنند. بررسی آقای کوان مشخص کرد که تابع توزیع تنش درجه پنج، مقادیر تنش محوری را با دقت مناسبی بیان می‌کند. معادله مذکور که جهت تخمین تنش در جان هسته برشی می‌باشد در معادله (۴-۵-۱) مشاهده می‌گردد.

$$\sigma_w = \sigma_m \left[(1-\alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a} \right)^5 \right] \quad (4-5-1)$$

چگونگی توزیع تنش در پانل بال در محدوده بین منحنی درجه ۳ و ۴ واقع می‌شود ولی در واقع نزدیک به منحنی درجه چهار می‌باشد که معادله (۳-۵-۲) بیانگر این توزیع است.

$$\sigma_f = \sigma_m \left[(1 - \beta) + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^4 \right] \quad (۲-۵-۴)$$

لنگی برش، تنشهای محوری را در محل اتصال بال و جان افزایش می‌دهد و همچنین تغییر مکان جانبی سازه را نیز افزایش می‌دهد. این مقادیر توسط ضرائب افزایش تنش، λ_s و تغییر شکل λ_d تعدیل می‌گردند.

$$\lambda_s = \frac{\text{تنش محوري در محل اتصال بال و جان}}{\text{با در نظر گرفتن لنگی برش}} \quad (۳-۵-۴)$$

$$\lambda_d = \frac{\text{تغییر مکان جانبی با در نظر گرفتن لنگی برش}}{\text{تغییر مکان جانبی بدون در نظر}} \quad (۴-۵-۴)$$

تنشهای محوری در پای سازه دارای مقادیر بحرانی هستند حال آنکه تغییر مکانهای جانبی در انتهای آزاد سازه زیاد می‌شود. بنابراین ضریب افزایش تنش در پای سازه و ضریب افزایش تغییر مکان در انتهای آزاد سازه نسبت به سایر نقاط دارای اهمیت بیشتری می‌باشند. نتایج حاصل از آنالیزهای متعدد هسته‌های برشی در روش کوان بیانگر اینست که ضریب افزایش تنش در دیوارهای کوتاه و پهن تحت بار جانبی گسترده یکنواخت می‌تواند از ۲ نیز بزرگتر شود. در نتیجه با افزایش ارتفاع سازه ضریب افزایش تنش کم می‌شود و هنگامیکه نسبتهای $\frac{\text{ارتفاع}}{\text{نصف عرض}}$ و $\frac{\text{ارتفاع}}{\text{نصف عرض}}$ ۴۰ بزرگتر می‌شوند افزایش تنش محوری ناشی از لنگی برش ناچیز می‌شود.

در مقابل اثر لنگی برش بر روی تغییر مکانهای جانبی عموماً خیلی کمتر است و ضریب افزایش تغییر مکان جانبی هنگامیکه نسبت $\frac{\text{ارتفاع}}{\text{نصف عرض}}$ از ۱۰ بزرگتر می‌شود قابل صرف نظر کردن است [۱۶].

۴-۵-۱ تخمین ضرایب تنش [۱۶]

تنشهای خمشی توسط معادله تعادل ارائه شده در فرمول (۳-۵-۵) حاصل می‌آیند که در این معادله t_r و t_s به ترتیب ضخامتهای جان و بال هستند و M لنگر خمشی وارد بر مقطع می‌باشد. فرض

کنیم که σ_w و σ_f بصورت تقریبی از فرمولهای (۳-۵-۱) و (۳-۵-۲) قابل محاسبه باشند. با جانشین کردن آنها در معادله تعادل و انتگرال گیری معادله (۳-۵-۶) حاصل می آید .

$$M = \int_{-a}^a 2 t_w \sigma x dx + \int_{-b}^b 2 t_f \sigma_f a dy \quad (۴-۵-۵)$$

$$\sigma_m \left[(4/3) t_w a^2 (1 - 4/7 \alpha) + 4 t_f ab (1 - 4/5 \beta) \right] = M \quad (۴-۵-۶)$$

از این معادله حداکثر تنش خمشی (σ_m) قابل حصول است .

$$\sigma_m = \frac{M_a}{I_w (1 - 0.57 \alpha) + I_f (1 - 0.8 \beta)} \quad (۴-۵-۷)$$

$I_w = (4/3) t_w a^3$ و $I_f = 4 t_f a^2 b$ می باشند و در حقیقت ممان اینرسیهای جان و بال هستند هنگامی که هیچ لنگی برشی وجود ندارد. حال این نتیجه بدست می آید که لنگی برش باعث کاهش ممان اینرسی موثر جان به اندازه $I_w (1 - 0.57 \alpha)$ و کاهش ممان اینرسی موثر بال به اندازه $I_f (1 - 0.8 \beta)$ می شود. حال ضریب افزایش تنش را می توان محاسبه کرد.

$$\lambda_s = \frac{I_w + I_f}{I_w (1 - 0.57 \alpha) + I_f (1 - 0.8 \beta)} \quad (۴-۵-۸)$$

۴-۵-۲ محدوده کاربرد روابط لنگی برش و جابجایی [۱۶]

معمولاً بارگذاری هیچگاه بصورت متمرکز، گسترده یکنواخت و گسترده مثلثی نخواهد بود. لیکن بارگذاریهای دیگر بوسیله قضاوت مهندسی قابل معادل سازی با این سه نوع بارگذاری است. مطالعه آقای کوان محدود به دیوارهای ایزوتروپیک و همگن با ضخامت ثابت در ارتفاع و ضریب پواسون ۰/۲۵ شده است. بخاطر فرض یکنواختی مصالح روش ارائه شده نمی تواند درباره بتنهای پیش تنیده بکار رود. بر اساس مطالعات تئوریک ایزوتروپ نبودن بتن مسلح که به علت تفاوت فولاد گذاری قائم و افقی می باشد، می تواند بر توزیع تنش تاثیر بگذارد ولی از آنجا که تنشهای جانبی در دیوارها در مقایسه با تنشهای طولی

خیلی کمتر هستند بعید به نظر می‌رسد که مدول یانگ در امتداد جانبی تأثیری بر رفتار کل سازه داشته باشد، بنابراین اثر ناهمسانی مصالح قابل صرف‌نظر کردن است. بطور قطع تغییر ضخامت در ارتفاع بر لنگی برش تأثیر می‌گذارد ولی از آنجا که لنگی برش یک مسئله تمرکز تنش موضعی در پای هسته برشی است بنابراین تغییر ضخامت دیوار در بالای آن نمی‌تواند تأثیر چندانی بر لنگی برش در پای سازه داشته باشد [۱۴]. ضریب پواسون نیز بر روی نتایج عددی حاصل از آنالیز اجزای محدود تأثیرگذار است، در حال حاضر ضریب پواسون بطور دقیق مشخص نیست. بطور مثال بتن تحت بارهای استاتیکی ضریب پواسونی بین ۰/۱۵ تا ۰/۲ دارد ولی مقدار متوسط ضریب پواسون تحت بارهای دینامیکی ۰/۲۴ می‌باشد. بتن مسلح ماده غیرهمگنی است لیکن در آنالیز جهت ساده‌سازی بتن را به عنوان یک ماده همگن با خواص یکسان در نظر می‌گیریم. این فرض با در نظر گرفتن مدول یانگ بتن مسلح بصورت معادله (۴-۵-۹) درست می‌باشد.

$$E = (1 - \rho)E_c + \rho E_s \quad (۴-۵-۹)$$

E_c و E_s = مدول یانگ بتن و فولاد و ρ = نسبت فولاد هستند. مقدار G در بتن مسلح ثابت باقی می‌ماند بنابراین بر اساس سازگاری باید ضریب پواسون از معادله $2(1 + \nu) = \frac{E}{G}$ بدست آید.

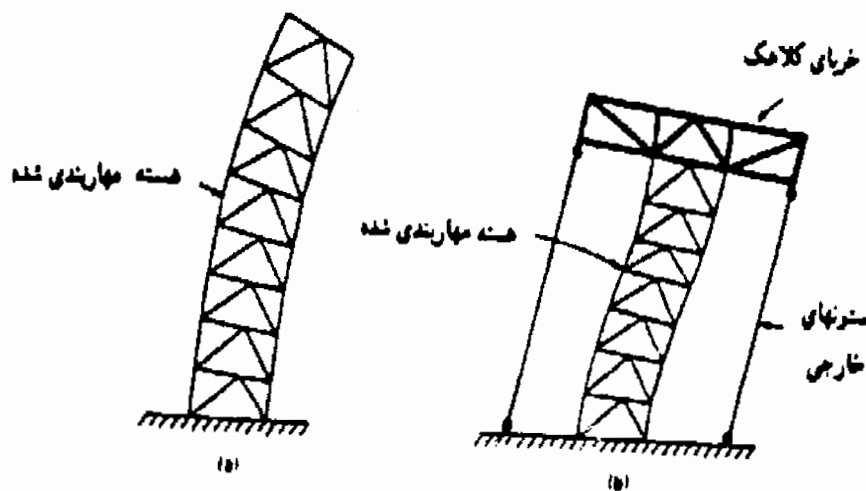
برای دیوارهای بتنی معمولی ضریب پواسون بتن بین ۰/۱۵ تا ۰/۲ است و در شرایطی که نسبت فولاد (ρ) ۰/۳ تا ۱/۲ درصد باشد ضریب پواسون بین ۰/۱۸ تا ۰/۳ تغییر می‌کند. تحت بارهای دینامیکی ضریب پواسون بطور محسوسی افزایش می‌یابد. لیکن در عمل تأکید زیادی بر محاسبه این ضریب نمی‌باشد. در مورد هسته برشی می‌توان با دقت مناسبی ضریب پواسون را ۰/۲۵ در نظر گرفت بدون اینکه مقدار فولاد یا نوع بارگذاری موثر در نظر گرفته شوند.

۴-۶ سیستم قاب ساده با مهار کمربندی [۱۱]

در بخش قبل رفتار یک هسته برشی بررسی شد. در این بخش و بخش بعدی تأثیر کمربندی خرابائی به سازه ترکیبی قاب ساده و هسته مرکزی و دیوار برشی کوپله بررسی می‌شود. هدف از بررسی این

جزئیات دنبال کردن رفتار تک تک سیستمهای تشکیل دهنده سازه ترکیبی قاب لوله‌ای، هسته مرکزی و کمربند خربائی است. زیرا در فصل بعد تاثیر افزودن هسته مرکزی و کمربند خربائی بر رفتار قاب لوله‌ای بررسی می‌شود تا مشخص شود بهترین موقعیت و سختی کمربند در چه تراز و چه مقدار می‌باشند تا بیشترین کاهش در جابجایی حاصل آید. روش عمومی برای مهاربندی سازه‌های نیمه مرتفع، مهاربندی اطراف هسته مرکزی می‌باشد ولی برای سازه‌هایی با محدودیت مهاربندی در اطراف هسته و یا سازه‌هایی بلندتر از حدود ۱۵۰ متر اگر هسته مرکزی تنهاسیستم باربر جانبی سازه باشد، سختی سازه کاهش یافته و تغییر مکان جانبی به شدت افزایش می‌یابد.

تغییر مکان حداکثر در بالای تیر طره تحت بارهای متمرکز، گسترده یکنواخت و مثلثی به ترتیب برابر $\Delta_1 = \frac{pL^3}{3EI}$ ، $\Delta_2 = \frac{WL^4}{8EI}$ و $\Delta_3 = \frac{11WL^4}{120EI}$ می‌باشند. با توجه به این روابط با افزایش ارتفاع هسته تغییر مکان جانبی به شدت افزایش و سختی نیز کاهش می‌یابد. جهت کاهش جابجایی می‌توان خربائی کمربندی در محیط پیرامونی سازه قرار داد و توسط بازوهای آن را به هسته مرکزی متصل کرد. مجموعه خربای کمربندی و بازوهای متصل کننده آن به هسته مرکزی در بالای سازه قرار گرفته و به خربای کلاhek موسوم است. در این صورت ستونهای خارجی به غیر از نیروهای ثقلی و قسمت جزئی از نیروهای جانبی، قسمت عمده‌ای از نیروهای جانبی را تحمل می‌نمایند. هنگامی که این سازه تحت اثر نیروهای جانبی قرار می‌گیرند، خربای کلاhek با محدود کردن انحنای قسمت فوقانی، کاهش عمده‌ای در تغییر مکان جانبی ساختمان ایجاد می‌نماید. عملکرد خربای کمربندی به عنوان یک سخت کننده افقی، وابسته کردن دیگر ستونها به قسمت باربر جانبی می‌باشد. حدوداً ۲۵ تا ۳۰ درصد سختی کل قاب با افزودن این خربای کمربندی افزایش می‌یابد، زیرا که باعث درگیری کل ستونهای بیرونی در عملکرد پایداری جانبی می‌گردد. در شکل ۴-۱۰ مشاهده می‌گردد که خربای کلاhek از چرخش آزادانه بالای سیستم جلوگیری می‌نماید. هر چند که بازوهای خربای واسطه در تلاش است تا زاویه چرخشی همانند سیستم مهاربندی داشته باشد، ولی بوسیله عمل ستونهای خارجی این حرکت محدود می‌گردد.



شکل ۴-۱۰ رفتار مهاربند افقی و هسته مرکزی [۱۱]

ستونهایی که در طرف وزش باد و یا نیروهای جانبی ناشی از باد و زلزله قرار می گیرند، تحت اثر کشش بوده و ستونهای طرف مقابل تحت فشار قرار دارند. این کشش و فشار بسیار بیشتر از عملکرد طره‌ای قاب تنها می باشد. انحناء کل قاب در این حالت شبیه یک منحنی S خواهد بود. قابل توجه می باشد که در حالت فوق الذکر از نیروهای واژگونی هسته مرکزی به مقدار قابل توجهی کاسته می گردد. کاهش در تغییرمکان بستگی عمده‌ای به مقادیر سختی نسبی هسته مرکزی، خرپای کلاهی و کمربندی و ابعاد و اندازه ستونهای دیگر دارد.

۴-۶-۱ روش تحلیل [۱۱]

یک تحلیل سه بعدی، اثرات متقابل اجزاء مختلف را نسبت به یکدیگر در نظر گرفته و رفتار واقعی تری را نسبت به یک تحلیل دو بعدی ارائه می دهد، اما بعنوان یک روش و در مراحل ابتدایی به لحاظ زمان و هزینه، روش ارائه شده در زیر برای تعیین موقعیت بهینه خرپای کمربندی بکار می رود. بعنوان

مثال یک سازه مرتفع که ستونهای پیرامونی به هسته مرکزی در یک طبقه خاص بسته شده‌اند در نظر گرفته می‌شود. ابعاد و اندازه سازه و ترتیب قرارگیری هسته، خربای میانی و کمربندی در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده است. فرض می‌شود که بارگذاری جانبی ناشی از باد از پائین تا بالا بصورت یکنواخت و بر نمای سازه عمل کند.

سازه مذکور ۵۰ طبقه می‌باشد. برای تحلیل فرضیات ساده کننده زیر در نظر گرفته می‌شوند :

۱- بازوهای خربای میانی و اتصال آن به ستونهای خارجی بگونه‌ای است که فقط نیروهای محوری را

منتقل

سازند.

۱- دیوار هسته مرکزی و اتصال آن با خربای میانی چنان مهاربندی شده است که چرخش هسته

ناشی از تغییرشکل مهاربندی قابل صرفنظر کردن می‌باشد.

۳- اتصال تیر به ستون در تمام قابها مفصلی بوده، بنابراین عمل هسته مهار شده با ستونهای خارجی

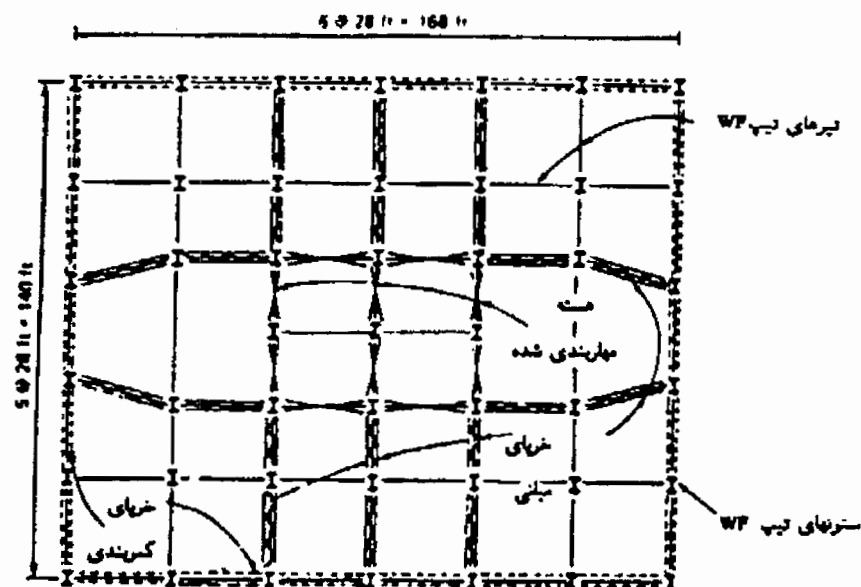
به تنهایی کل نیروهای جانبی را تحمل می‌کنند.

۴- خربای کمربندی کاملاً صلب بوده و از پیچش کل سازه جلوگیری می‌کند.

۵- سختی محوری ستونهای پیرامونی و ممان اینرسی هسته در ارتفاع بصورت ثابت و یکنواخت

می‌باشد.

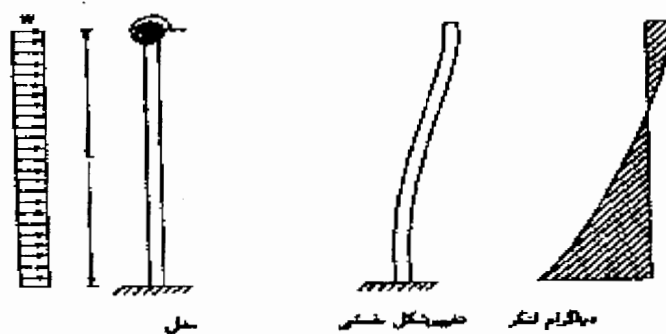
۶- هسته مرکزی در پائین سازه کاملاً صلب و گیردار می‌باشد.



شکل ۴-۱۱ پلان یک سازه با خرپای میانی، هسته مرکزی و خرپای کمربندی [۱۱]

با فرضیات فوق، مدل تحلیلی برای مسئله به یک طره گیردار تبدیل می‌شود. بنابراین تغییرمکان کمربند میانی و هسته در وهله اول به تغییرات انرژی خمشی بستگی دارد، بصورتیکه ستونها فقط انرژی مستقیم ناشی از نیروی محوری را تحمل می‌نمایند. قابل ذکر است که محل خرپای کمربندی بر روی بزرگی تغییرمکان جانبی تاثیر عمده‌ای دارد. شکل ۳-۱۵ نمای جانبی از یک سازه با اتصالات ساده، خرپای میانی و کمربندی و هسته مرکزی را نشان می‌دهد.

اثر خرپای میانی و ستونهای خارجی همانند یک فنر خمشی بوده که سختی آن بستگی به محل قرارگیری آن دارد، شکل ۴-۱۲ مدل تحلیلی سازه را با فرض قرارگیری فنر خمشی در بالای سازه نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱۲ طره فنردار [۱۱]

سازه برای موقعیتهای مختلف کمر بند آنالیز شده و معادله کلی تغییر مکان هر یک از حالات بدست آمده است.

حالت اول - فنردر موقعیت $z = L$

شرایط سازگاری چرخش در $z = L$ را می توان به صورت $\theta_w - \theta_s = \theta_L$ نوشت .

θ_w = چرخش طره در ارتفاع

$z = L$ تحت بارگذاری یکنواخت جانبی W بر حسب رادیان، θ_s = چرخش فنر در $z = L$ بر حسب

رادیان، θ_L = چرخش نهایی در موقعیت $z = L$ بر حسب رادیان می باشند. برای یک طره با ممان اینرسی

ثابت I در ارتفاع و مدول الاستیسیته E و بارگذاری یکنواخت جانبی W در ارتفاع :

$$\theta_w = \frac{WL^3}{6EI} \quad (۴-۶-۱)$$

و اگر M_1 و K_1 نماینده لنگر و سختی فنر در موقعیت $z = L$ باشند، می توان نوشت :

$$\frac{WL^3}{6EI} - \frac{M_1 L}{EI} = \frac{M_1}{K_1} \quad (۴-۶-۲)$$

$$M_1 = \frac{WL^3}{1/K_1 + L/EI} \quad (۴-۶-۳)$$

و Δ_1 تغییر مکان نهایی در بالای ساختمان، مجموع تغییر مکان ناشی از طره و فنر خمشی می باشد

بنابراین :

$$\Delta_1 = \Delta_{load} - \Delta_{spring} \quad (4-6-4)$$

$$\Delta_1 = \frac{L^2}{2EI} \left[\frac{WL^2}{4} - M_1 \right] \quad (5-6-4)$$

حالت دوم - فنر در موقعیت $z = \frac{3L}{4}$

تغییر مکان کلی در یک نقطه از یک تیر طره تحت اثر بار یکنواخت عبارتست از :

$$y = \frac{W}{24EI} (x^4 - 4L^3x + 3L^4) \quad (6-6-4)$$

باید توجه داشت که x از بالای سازه در نظر گرفته می‌شود. با مشتق‌گیری نسبت به x ، جمله

عمومی برای شیب در هر نقطه طره بدست می‌آید. با جایگذاری $z = \frac{3L}{4}$ یا $x = \frac{L}{4}$ معادله (3-6-7) بدست می‌آید.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{W}{6EI} (x^3 - L^3) \quad (7-6-4)$$

$$\frac{dy}{dx} \left(at \quad x = \frac{L}{4} \right) = \frac{W}{6EI} \left(\frac{L^3}{64} - L^3 \right) = \frac{WL^3}{6EI} \times \frac{63}{64} \quad (8-6-4)$$

با فرض M_2 و K_2 بعنوان لنگر و سختی فنر در موقعیت $x = \frac{L}{4}$ معادله سازگاری عبارتست از :

$$\frac{WL^3}{6EI} \times \frac{63}{64} - \frac{M_2}{EI} \times \frac{3L}{4} = \frac{M_2}{K_2} \quad (9-6-4)$$

با توجه به اینکه $K_2 = \frac{4K_1}{3}$ باشد، می‌توان نوشت :

$$M_2 = \left(\frac{WL^3 / 6EI}{1/K_1 + L/EI} \right) \times 1.31 \quad (10-6-4)$$

$$M_2 = 1.31M_1 \quad (11-6-4)$$

$$\Delta_2 = \frac{L^2}{2EI} \left(\frac{WL^2}{4} - 1.23M_1 \right) \quad (12-6-4)$$

حالت سوم - فنر در موقعیت $z = \frac{L}{2}$

با توجه به عبارات حالت اول و دوم می‌توان با جایگذاری $\theta(x = L/2) = 7WL^3 / 48EI$ نوشت :

$$\frac{7WL^3}{48EI} - \frac{M_3L}{2EI} = \frac{M_3}{K_3} \quad (13-6-4)$$

$$K_3 = 2K_1 \quad (14-6-4)$$

$$M_3 = \left(\frac{WL^3 / 6EI}{1/K_1 + L/EI} \right) \times \frac{7}{4} \quad (15-6-4)$$

$$M_3 = 1.75 M_1 \quad (16-6-4)$$

$$\Delta_3 = \frac{L^2}{2EI} \left(\frac{WL^2}{4} - 1.31M_1 \right) \quad (17-6-4)$$

حالت چهارم - فنر در موقعیت $z = \frac{L}{4}$

$$\frac{WL^3}{6EI} \left(\frac{37}{64} \right) - \frac{M_4L}{4EI} = \frac{M_4}{K_4} \quad (18-6-4)$$

$$M_4 = 2.3 M_1 \quad (19-6-4)$$

$$\Delta_4 = \frac{L^2}{2EI} \left(\frac{WL^2}{4} - M_1 \right) \quad (20-6-4)$$

چهار تغییرمکان ارائه شده در معادلات (۵-۶-۴)، (۱۲-۶-۴)، (۱۷-۶-۴) و (۲۰-۶-۴) تغییرمکان جانبی برای چهار موقعیت مختلف خریای کمربندی و میانی می‌باشند. با اعمال چرخش واحد در بالای هسته ساختمان ستونهای پیرامون به کشش و فشار عمل می‌نمایند. بزرگی هر کدام از این نیروها به فاصله عددی این ستونها از مرکز هسته بستگی دارد. مجموع حاصلضرب نیروی وارده هر ستون در بازوی لنگر مقدار K_1 را بدست می‌دهد. نیروی P در هر ستون خارجی عبارتست از $P = \frac{AE\Delta}{L}$ و با فرض d به عنوان فاصله مربوط به بازوی لنگر

$$p = \frac{AE}{L} \left(\frac{d}{2} \right) \theta \quad (21-6-4)$$

$$M_2 = p_i d = \frac{A_i E}{L} \frac{d^2}{2} \theta \quad (22-6-4)$$

$$K_i = \frac{M_i}{\theta} = \frac{A_i E}{L} \frac{d^2}{2} \quad (23-6-4)$$

$$K_1 = \sum_{i=1}^n k_i = \frac{d^2 E}{2L} \sum_{i=1}^n A_i \quad (24-6-4)$$

۲-۶-۴ تعیین موقعیت بهینه برای یک خرپای کمربندی

باتوجه به فرمولهای بخش قبل کاملاً واضح است که مقدار بازده حاصل از بستن هسته مرکزی به ستونهای خارجی تابعی از دو عامل، سختی معادل فنر خرپای میانی و کمربندی و بزرگی چرخش در انتهای تیر طره تحت اثر بارهای خارجی می باشد. برای مثال، سختی معادل فنر وقتی خرپا بالای تیر طره باشد، حداقل، و وقتی در پایه باشد، حداکثر است. به عبارت دیگر انرژی کرنشی که در فنر ذخیره می شود، تابعی از سختی و چرخش طره در محل فنر می باشد. چرخش یک طره آزاد بصورت یک منحنی پارابولیک بوده که در بالا حداکثر و در پائین صفر می باشد. بالطبع واضح است که از نقطه نظر سختی بسیار مطلوب است که محل خرپای میانی در پایه باشد و از نقطه نظر چرخش دقیقاً محل فنر باید در بالای سازه باشد. سه حالت بارگذاری متمرکز، گسترده یکنواخت و گسترده مثلثی جهت بدست آوردن موقعیت بهینه خرپای کمربندی در نظر گرفته می شود.

حالت اول - بار گسترده یکنواخت

معادله تعادل برای چرخش در فاصله x از لبه فوقانی سازه عبارتست از :

$$\frac{W}{6EI} (x^3 - L^3) - \frac{M_x}{EI} (L - x) = \frac{M_x}{K_x} \quad (25-6-4)$$

W = شدت بار جانبی، M_x = لنگر در نقطه x ، K_x = سختی فنریت در نقطه x برابر با $\frac{AE}{L-x} \frac{d^2}{2}$ ،
 E = مدول الاستیسیته هسته مهاربندی شده، I = ممان اینرسی هسته مهاربندی شده، A = سطح مقطع
 ستونهای پیرامون، L = ارتفاع سازه، d = فاصله بیرون تا بیرون ستونها می‌باشند.
 تغییر مکان بالای سازه ناشی از لنگر M_x عبارتست از :

$$y_M = \frac{M_x (L-x)(L+x)}{2EI} \quad (26-6-4)$$

با توجه به تعریف محل قرارگیری بهینه خرپا، با مشتق‌گیری از رابطه (۲۶-۶-۳) و مساوی صفر
 قراردادن آن بهترین موقعیت کمربند برای بارگذاری گسترده یکنواخت حاصل می‌شود.

$$\frac{d}{dx} \left[\frac{W(x^3 - L^3)(L+x)}{12(EI)^2 (1/AE + 1/EI)} \right] = 0 \quad (27-6-4)$$

$$4x^3 + 3x^2L - L^3 = 0 \Rightarrow x = 0.455L \quad (28-6-4)$$

حالت دوم - بار متمرکز در تراز فوقانی سازه

معادله تعادل برای چرخش در فاصله x از تراز فوقانی سازه :

$$\frac{P}{2EI} (L^2 - x^2) - \frac{M_x}{EI} (L-x) = \frac{M_x}{K_x} \quad (29-6-4)$$

$$K_x = \frac{AE}{L-x} \frac{d^2}{2} \quad (30-6-4)$$

$$M_x = \frac{P(L+x)}{2} \times \frac{(AE)d^2}{2(EI) + (AE)d^2} \quad (31-6-4)$$

تغییر مکان بالای سازه تحت اثر لنگر M_x :

$$y_M = \frac{P(L+x)(AE)d^2 (L-x)(L+x)}{4(EI)[2(EI) + (AE)d^2]} \quad (32-6-4)$$

$$\frac{dy_M}{dx} = \frac{(AE)pd^2}{8(EI)^2 + 4(AE)(EI)d^2} - (L^2 - 2Lx - 3x^2) = 0 \quad (33-6-4)$$

$$3x^2 + 2Lx - L^2 = 0 \Rightarrow x = 0.334L \quad (34-6-4)$$

حالت سوم - بار گسترده مثلثی

معادله تعادل برای چرخش در فاصله x از تراز فوقانی سازه :

$$\frac{W}{6EI} \left[(L^3 - x^3) - \frac{(L^4 - x^4)}{4L} \right] - \frac{M_x}{EI} (L - x) = \frac{M_x}{K_x} \quad (35-6-4)$$

$$M_x = \frac{(AE)d^2}{2(EI) + (AE)d^2} \times \frac{1}{L - x} \times \frac{W}{6} \left[(L^3 - x^3) - \frac{(L^4 - x^4)}{4L} \right] \quad (36-6-4)$$

$$y_M = \frac{(AE)d^2}{2(EI) + (AE)d^2} \times \frac{W}{6} \left[(L^3 - x^3)(L + x) - \frac{(L^4 - x^4)(L + x)}{4L} \right] \quad (37-6-4)$$

$$\frac{dy_M}{dx} = \frac{(AE)d^2}{2(EI) + (AE)d^2} \times \frac{W}{6} (5x^4 - 12Lx^3 - 12L^2x^2 + 3L^4) = 0 \quad (38-6-4)$$

$$5x^4 - 12Lx^3 - 12L^2x^2 + 3L^4 = 0 \Rightarrow x = 0.429L \quad (39-6-4)$$

با توجه به روابط (۲۸-۶-۴) ، (۳۴-۶-۴) و (۳۹-۶-۴) مشاهده می‌شود که با افزایش لنگر خمشی

ناشی از بار جانبی بهترین موقعیت خرابای کمربندی به سمت بالای سازه حرکت می‌کند. یعنی برای بار

گسترده یکنواخت که کمترین لنگر را ایجاد می‌کند بهترین موقعیت $x = 0.455L$ ، برای بار گسترده

مثلثی که لنگر بیشتری ایجاد می‌کند $x = 0.429L$ و برای بار متمرکز که بیشترین لنگر را بوجود

می‌آورد $x = 0.344L$ می‌باشد.

از نتایج حاصله از بخش‌های ۴-۶-۱ و ۴-۶-۲ که در واقع بهترین موقعیت کمربند خریائی جهت کاهش حداکثر تغییر مکان سازه را بدست می‌دهد، چنین برمی‌آید که در سیستم معادل سازی شده سختی تیر و فنر تاثیری در بهترین موقعیت کمربند ندارد.

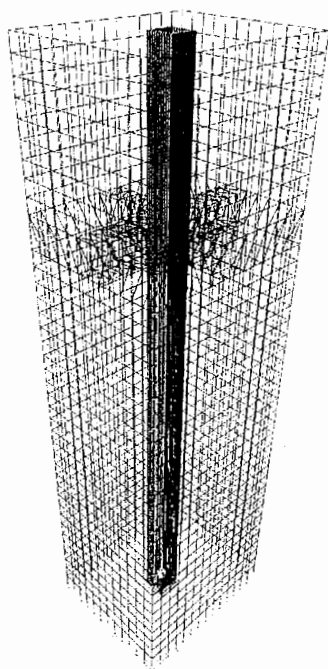
فصل پنجم

بررسی تاثیر کمر بند خریائی در بهبود رفتار قاب محیطی

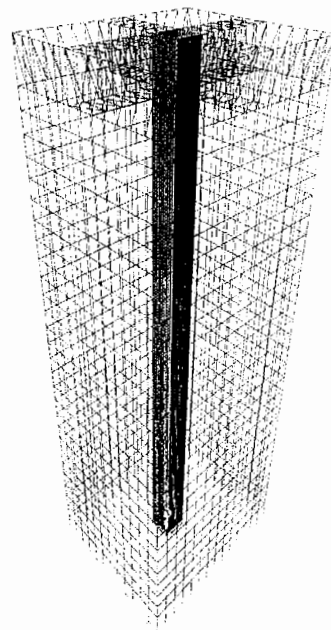
۱-۵	مقدمه	۷۱
۲-۵	مشخصات سازه های آنالیز شده	۷۳
۳-۵	سازه سی طبقه	۷۴
۴-۵	سازه چهل طبقه	۸۴
۵-۵	سازه پنجاه و شصت طبقه	۹۳
۶-۵	بررسی تاثیر کمر بند خریائی و هسته مرکزی در کاهش جابجائی و	
	لنگی برش	۱۰۲
۷-۵	تأثیر قطع کردن هسته برشی در تراز فوقانی کمر بند خریائی بر توزیع تنش	
	و جابجایی	۱۰۴

۵-۱ مقدمه

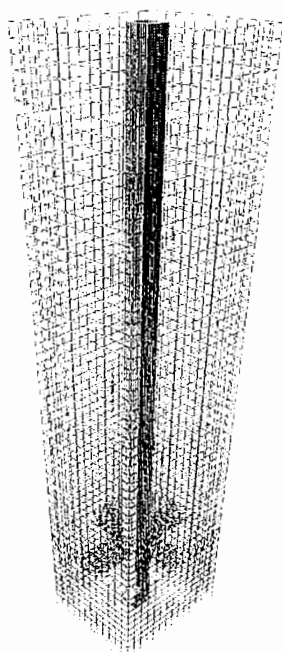
در این فصل سعی بر این خواهد بود تا به روش اجزای محدود بهترین موقعیت کمر بند را در سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی، به ازای بارگذاری‌های مختلف در سازه‌های بلند با ارتفاعهای مختلف محاسبه کرد. در فصل قبل هر یک از اجزای تشکیل دهنده سیستم فوق‌الذکر، مورد بررسی قرار گرفت. سیستمی که در بخش ۴-۶ به آن اشاره شد در واقع یک طره گیردار بود که پدیده لنگی برش در بررسی رفتار آن دخالت داده نشده بود. در این فصل با بررسی نمودارهای جابجایی و توزیع تنش برای موقعیتهای و سختیهای مختلف کمر بند خریائی، تاثیر این پارامتر بر رفتار سازه بررسی می‌شود. به این منظور چهار نمونه سیستم ترکیبی قاب لوله‌ای، هسته مرکزی و کمر بند خریایی با تعداد طبقات ۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ مورد بررسی قرار گرفته‌اند. مطابق اشکال ۵-۱ الی ۵-۴ موقعیت کمر بند در ارتفاع تغییر یافته و نهایتاً بهترین موقعیت کمر بند جهت حداکثر کاهش در تغییر مکان تراز فوقانی سازه بدست آمده است. سپس تاثیر موقعیتهای مختلف کمر بند بر کاهش لنگی برش در پای سازه مورد مطالعه قرار گرفته است. در انتها با ثابت در نظر گرفتن موقعیت کمر بند سطح مقطع اعضای تشکیل دهنده آن به نحوی تغییر داده شده تا بهترین سختی برای کمر بند در ترکیب با هسته مرکزی حاصل گردد.



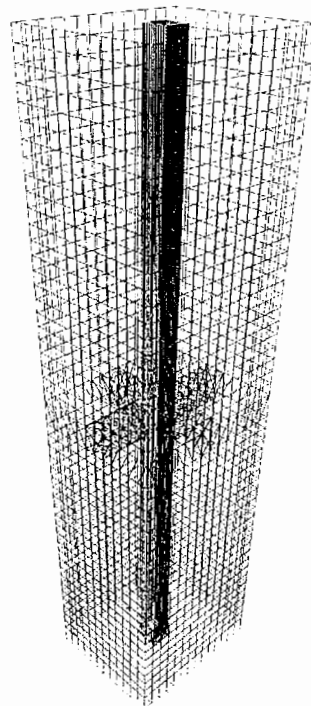
شکل ۵-۲ مدل شماتیک سازه چهل طبقه



شکل ۵-۱ مدل شماتیک سازه سی طبقه



شکل ۵-۴ مدل شماتیک سازه شصت طبقه



شکل ۵-۳ مدل شماتیک سازه پنجاه طبقه

در زیرنویس نمودارهای جابجائی و توزیع تنش ، B.S. ، B.L. و F.S. به ترتیب نشان دهنده موقعیت کمربند، سختی کمربند و سختی قاب می‌باشند. همچنین مقصود از سیستم ترکیبی، سیستم قاب لوله‌ای، هسته مرکزی و کمربند خریائی است.

۲-۵ مشخصات سازه‌های آنالیز شده

جدول ۱-۵ مشخصات هندسی قاب و هسته برشی

مشخصات هندسی	ارتفاع طبقات (m)	فاصله محور تا محور ستونها (m)	ابعاد پلان سازه (m)	ابعاد هسته برشی (m)	ضخامت پانلهای هسته برشی (cm)
	۳	۲/۵	۳۰×۳۵	۵×۵	۲۵

جدول ۲-۵ مشخصات مصالح اعضای قاب و هسته برشی

مشخصات مصالح	مدول الاستیسیته اعضای قاب ($\frac{t}{m^2}$)	ممان اینرسی تیرها و ستونها cm^4	سطح مقطع تیرها و ستونها cm^2	مدول الاستیسیته هسته مرکزی ($\frac{t}{m^2}$)	ضریب پواسون بتن	مدول برشی اعضای قاب
	$2/0.39 \times 10^7$	۳۱۷۴۴۸	۵۷۵	$2/531 \times 10^6$	۰/۲۵	$7/842 \times 10^6$

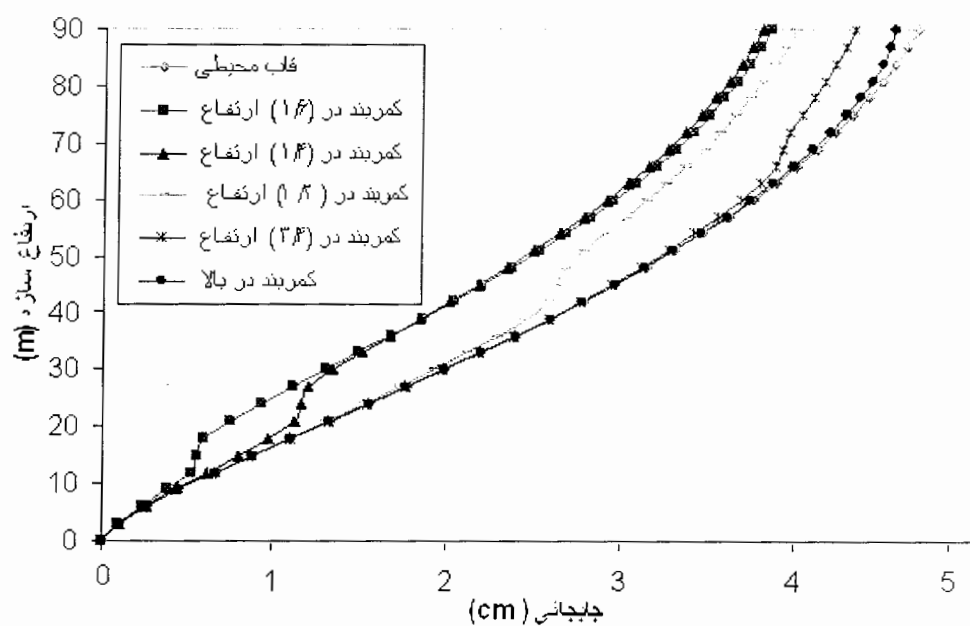
فاصله محور تا محور ستونها ، ارتفاع طبقات، سطح مقطع و ممان اینرسی تیرها و ستونها در ارتفاع ثابت‌اند و از وزن اعضای سازه صرف‌نظر شده است. سازه‌های ۳۰ ، ۴۰ ، ۵۰ و ۶۰ طبقه با مشخصات مندرج در جداول ۱-۵ و ۲-۵ تحت بار ۱۲۰ کیلونیوتن بر مترمربع آنالیز شده‌اند. ابعاد پلان سازه با توجه به اندازه‌های ارائه شده در مثال ۱ مرجع [۳] برای این سازه‌ها در نظر گرفته شده و این سازه‌ها تحت سه نوع بار متمرکز در تراز فوقانی، گسترده یکنواخت و گسترده مثلثی مورد تحلیل قرار گرفته‌اند.

۵-۳ سازه سی طبقه

در این بخش سازه ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت آنالیز شده است. در شکل (۵-۵) و (۹-۵) تغییر مکان این سازه به ازای موقعیتهای مختلف کمر بند نشان داده شده است. در این وضعیت سختی کمر بند در موقعیتهای مختلف ثابت، و ۵ برابر سختی معادل دو طبقه از قاب محیطی و هسته مرکزی در نظر گرفته شده است. با توجه به این نمودار بهترین موقعیت کمر بند خرابائی جهت حصول حداکثر کاهش در تغییر مکان تراز فوقانی، محدوده $\frac{1}{4}$ ارتفاع از پای سازه می باشد. در اشکال (۵-۶) تا (۵-۱۲) نمودارهای جابجائی به ازای سختیهای مختلف کمر بند ارائه شده اند. در این نمودارها با ثابت در نظر گرفتن موقعیت کمر بند، سختی آن تغییر پیدا کرده تا تاثیر افزایش سختی بر کاهش جابجائی بررسی گردد. همانطور که مشاهده می شود افزایش سختی جانبی کمر بند تا ۳ الی ۷ برابر سختی جانبی دو طبقه از سازه قاب محیطی و هسته مرکزی باعث کاهش جابجائی شده لیکن افزایش بیشتر سختی در کاهش جابجائی مؤثر نیست. در اشکال (۵-۱۳) و (۵-۱۴) به ترتیب نمودارهای توزیع تنش محوری در قابهای بال و جان در پای سازه به ازای موقعیتهای مختلف کمر بند نشان داده شده است. مشاهده می شود که با پائین آمدن کمر بند و محدود شدن حرکت ستونها، لنگی برش در پای سازه کاهش چشمگیری می یابد. ولی نمودار توزیع تنش در قاب جان بیانگر تاثیر ناچیز کمر بند در کاهش لنگی برش این قاب است. از آنجایی که قسمت عمده لنگر اعمالی خارجی باید توسط کوپل داخلی ناشی از نیروهای کششی و فشاری دو سمت مخالف محور خنثی ساختمان تحمل گردد، افزایش صلبیت خمشی بیشتر وابسته به نحوه توزیع تنش قاب بال است و در اینجا مشاهده می گردد که کمر بند اختلاف تنش ستونهای گوشه و میانی در قاب بال را به مقدار زیادی کاهش می دهد. به همین دلیل لنگر مقاوم و صلبیت خمشی سازه افزایش می یابد. بنابراین می توان ستونهای با ممان اینرسی کمتری در صفحه قاب جداره قرار داد، دهانه شاهی را بزرگتر نمود و تعداد ستونها را کاهش داد. ضمناً چون شاهیها عموماً رفتاری مانند یک کلاف افقی دارند، سختیهای آنها چندان مهم نخواهد بود و تیرهای کناری می توانند باریکتر شوند. از مزایای دیگر کاهش

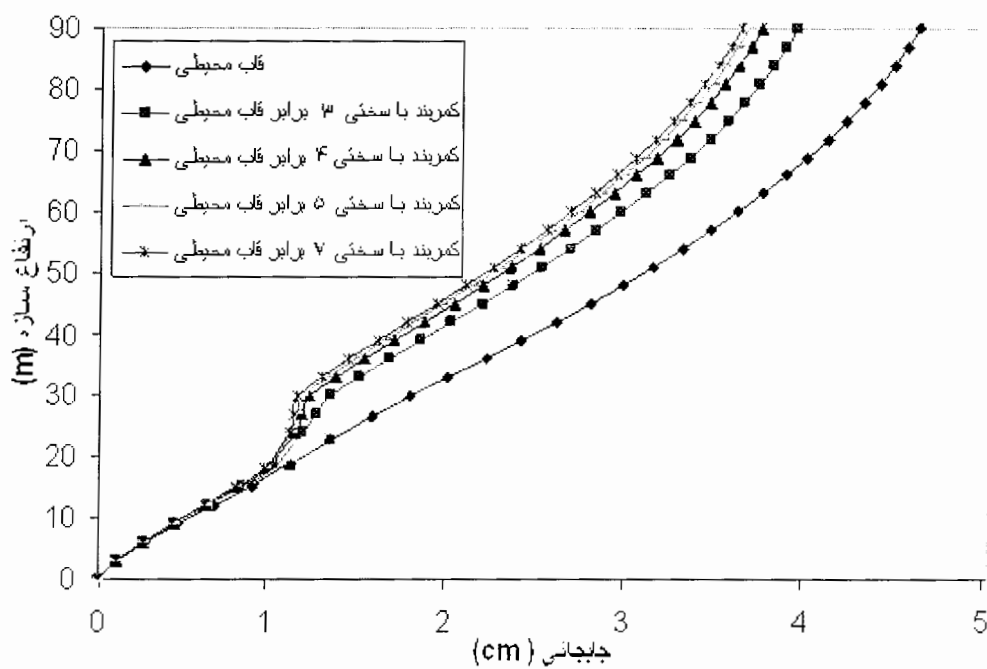
لنگی برش در پای سازه، افزایش سطوح بازشوها در همکف می باشد که معمولاً مورد تقاضای معماران و کارفرمایان می باشد.

به این ترتیب تاثیر افزایش سختی کمربند در زمان ثابت بودن موقعیت آن، باعث کاهش لنگی برش قابهای بال و جان می باشد. با توجه به اشکال تغییر سختی در کاهش لنگی برش از اهمیت چندانی برخوردار نیست، بلکه کاهش لنگی برش بطور عمده به موقعیت کمربند بستگی دارد. با توجه به این اشکال بهترین موقعیت کمربند جهت ایجاد حداکثر یکنواختی در توزیع تنش محوری قاب بال محدوده $\frac{1}{6}$ ارتفاع از پای سازه است. حال آنکه در قاب جان کمربند در محدوده $\frac{1}{4}$ ارتفاع بهترین توزیع تنش را بدست می دهد. همانطور که بیان شد افزایش سختی در یکنواختی توزیع تنش مفید نمی باشد.

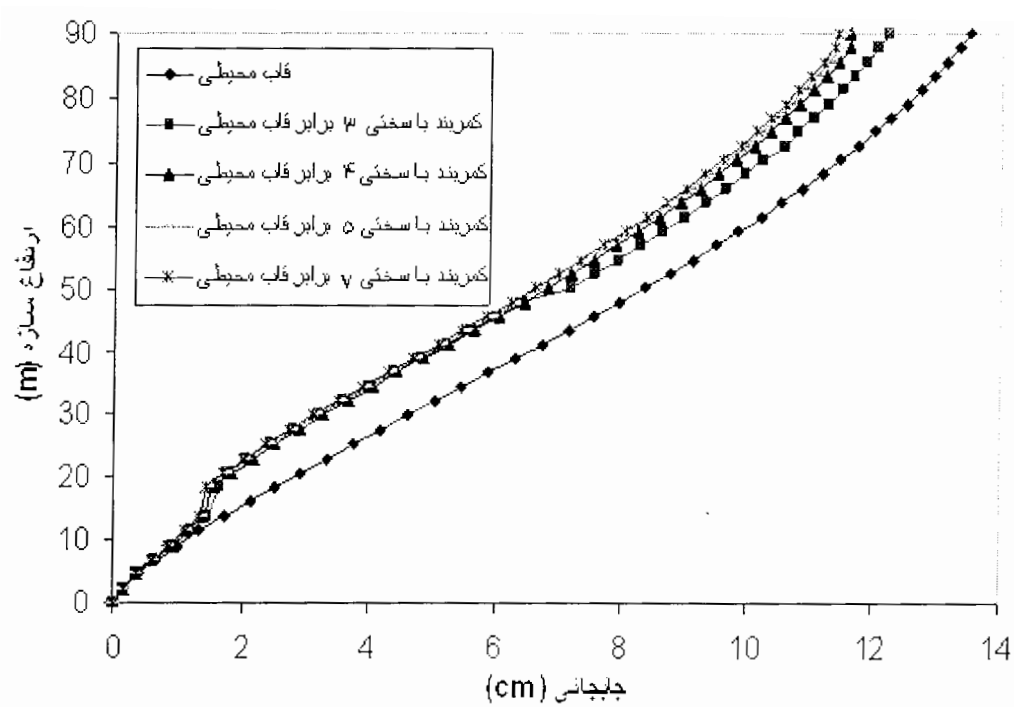


شکل ۵-۵- جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار مثلثی

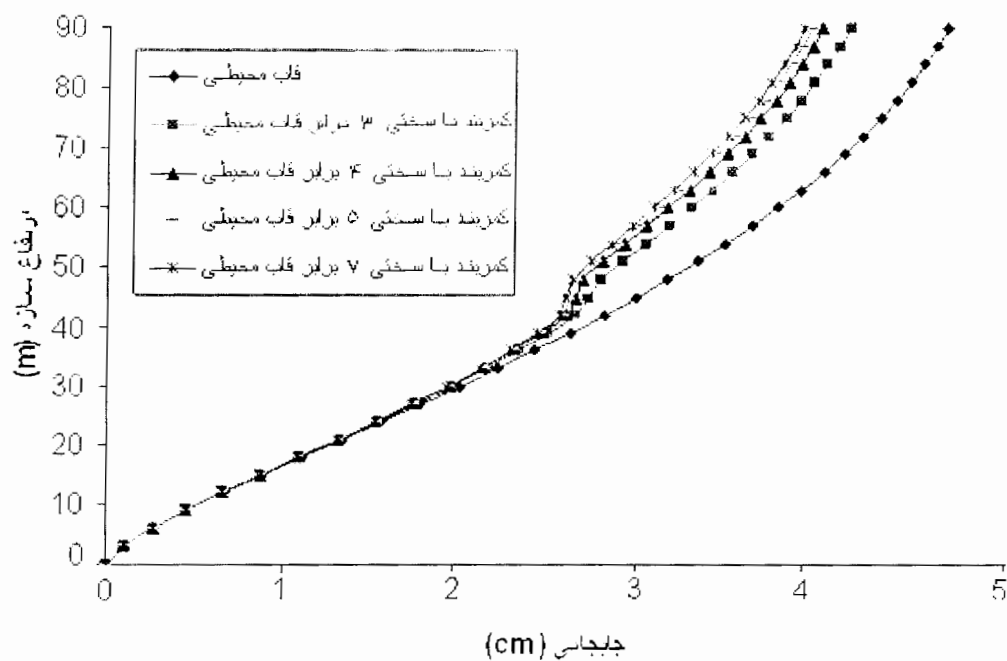
$$(B.S.=5 \cdot F.S.)$$



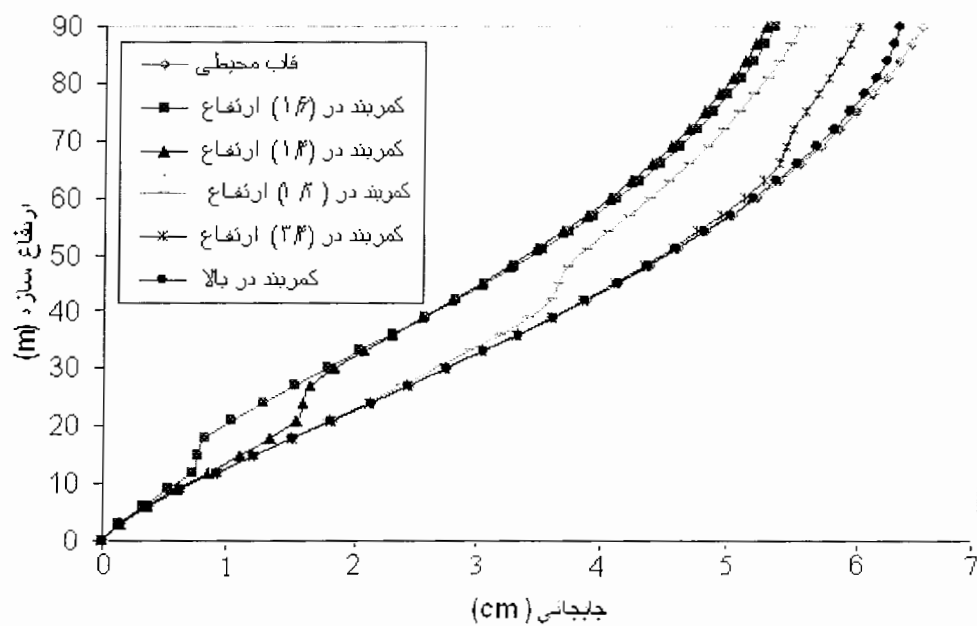
شکل ۵-۶- جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار مثلثی ($B.L.=H/4$)



شکل ۵-۷. جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار مثلی ($B.L.=H/6$)

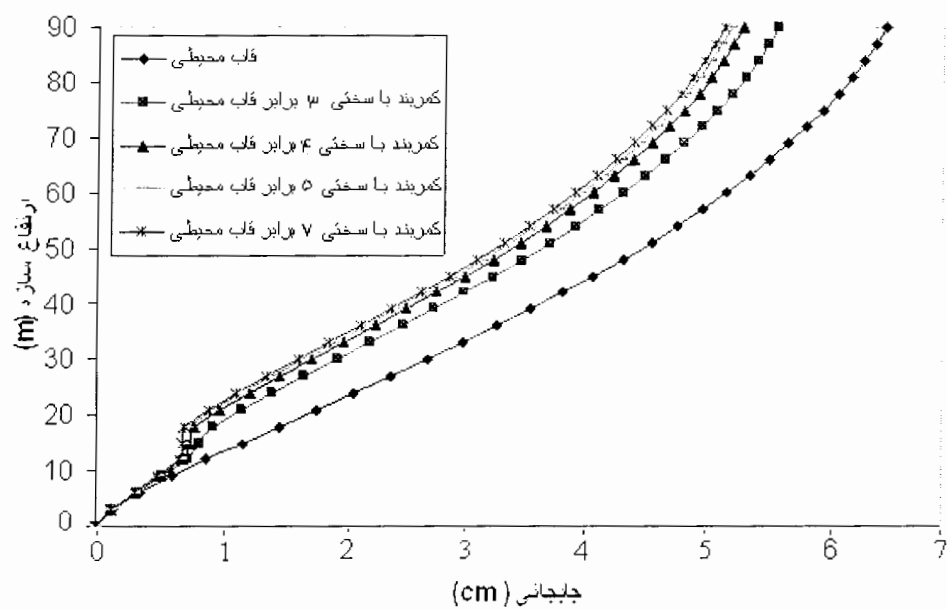


شکل ۵-۸. جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار مثلی ($B.L.=H/2$)



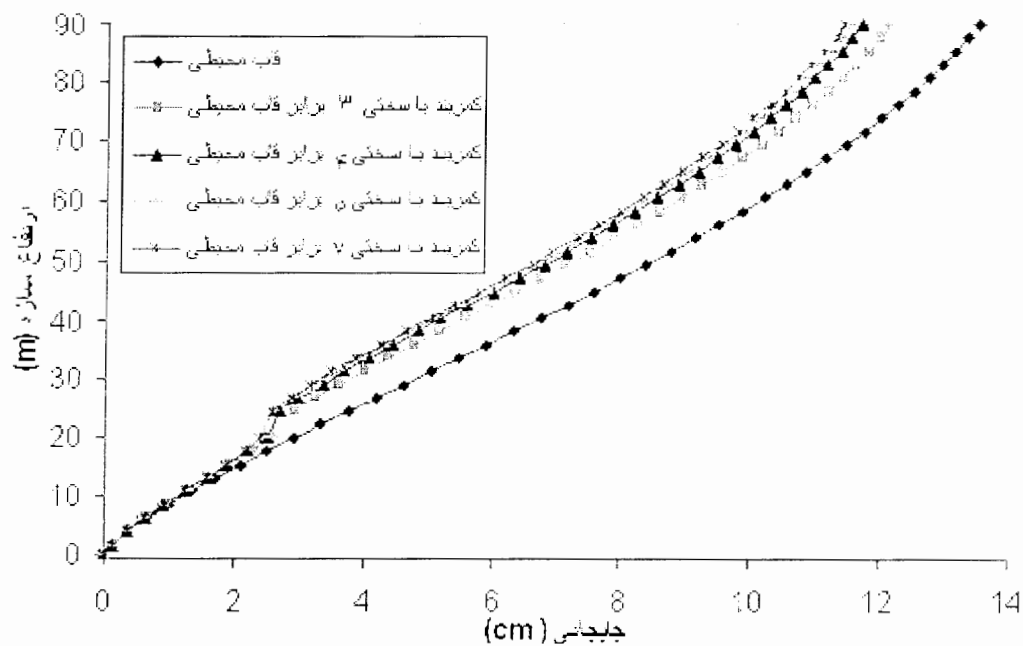
شکل ۵-۹- جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده یکنواخت

$$(B.S.=\delta * F.S.)$$



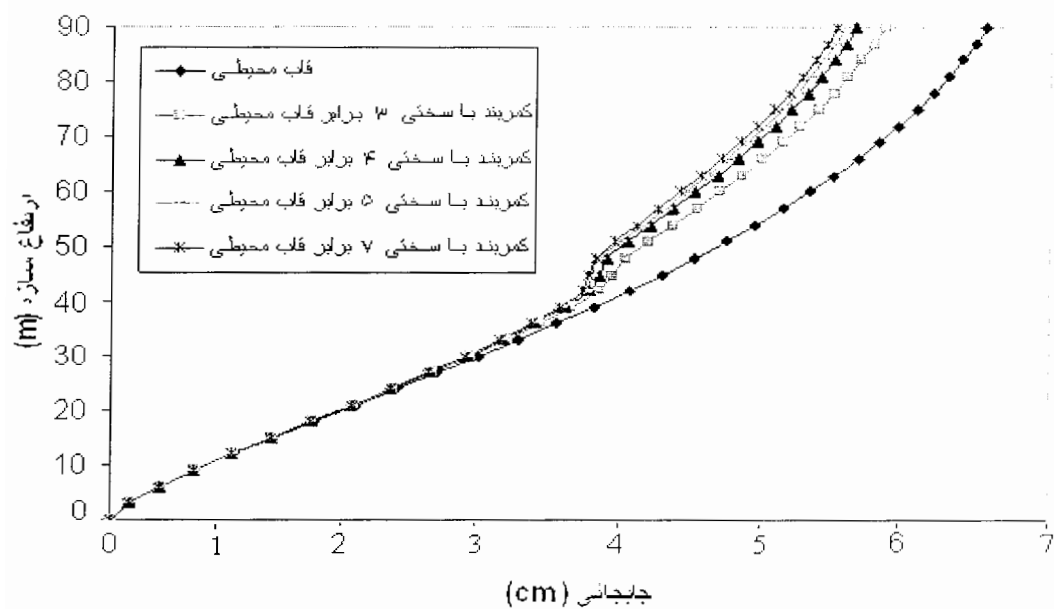
شکل ۵-۱۰- جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده یکنواخت

$$(B.L.=H/4)$$



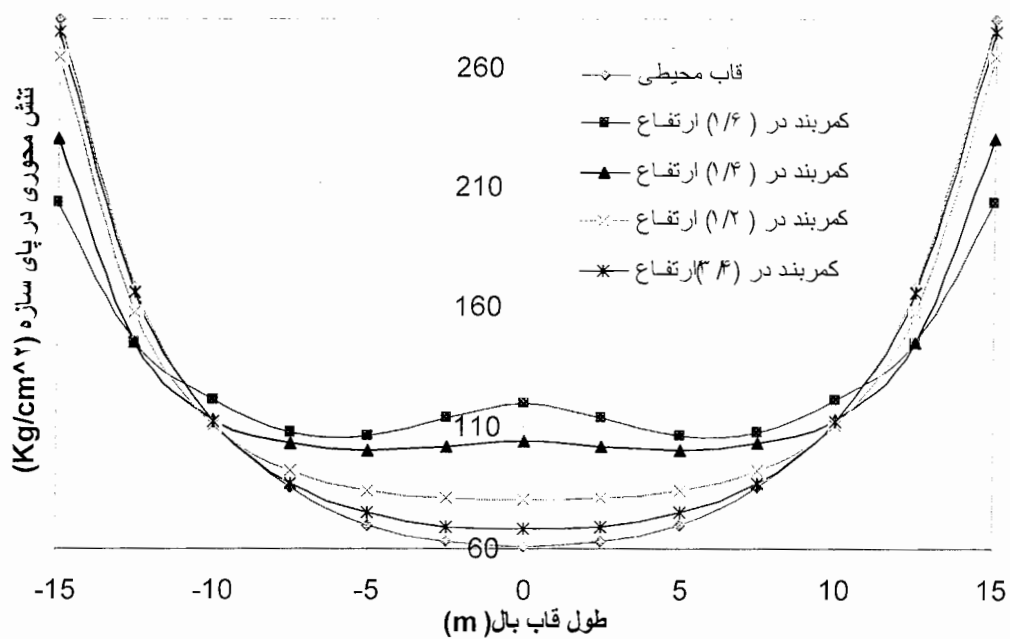
شکل ۵-۱۱ جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده یکنواخت

$$(B.L.=H/6)$$



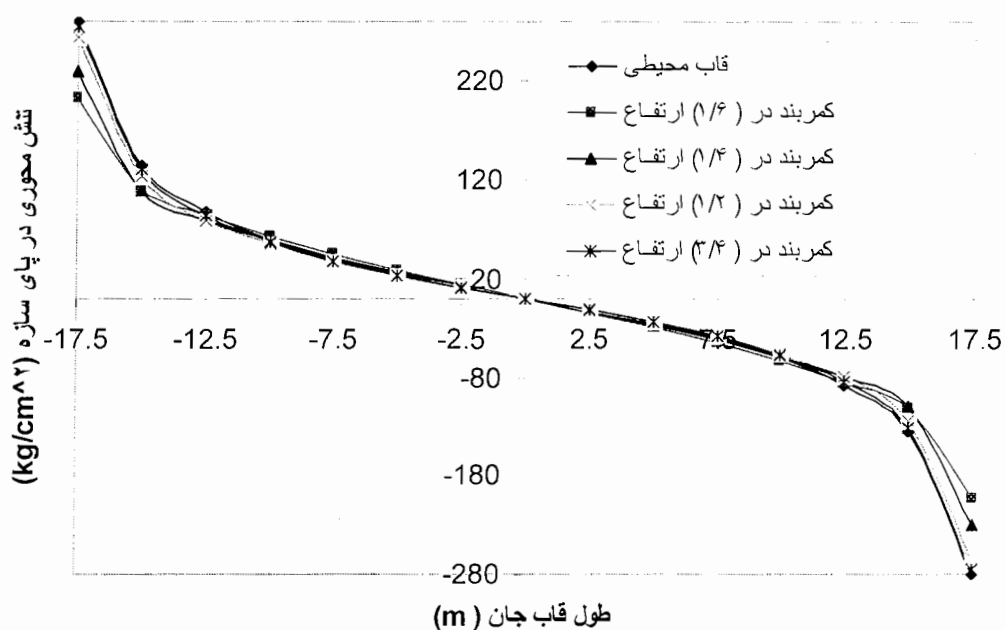
شکل ۵-۱۲ جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده یکنواخت

$$(B.L.=H/2)$$



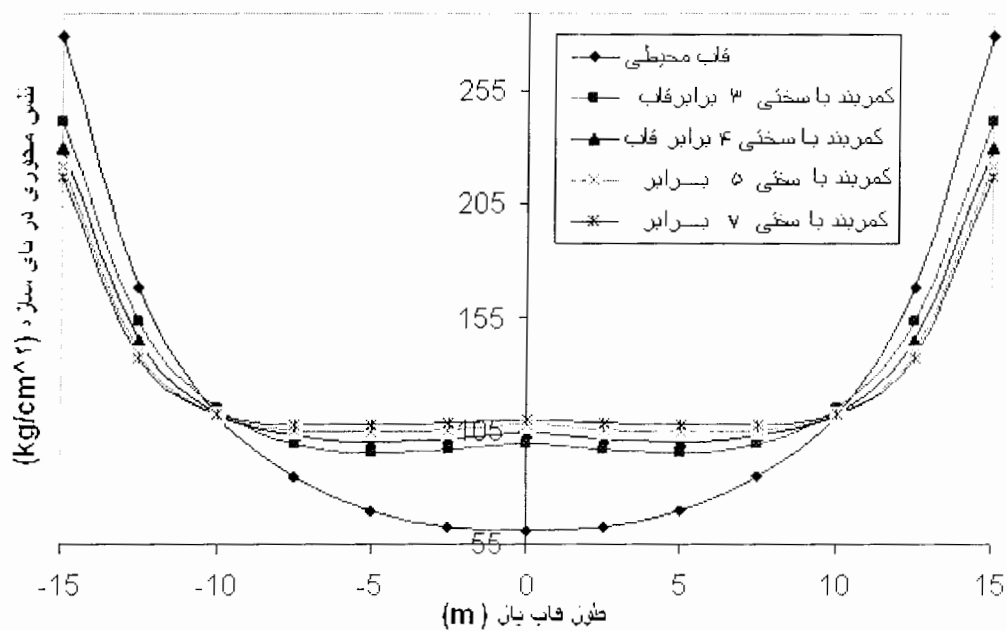
شکل ۵-۱۳ توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی تحت بار گسترده یکنواخت

$$(B.S.=5 \cdot F.S.)$$

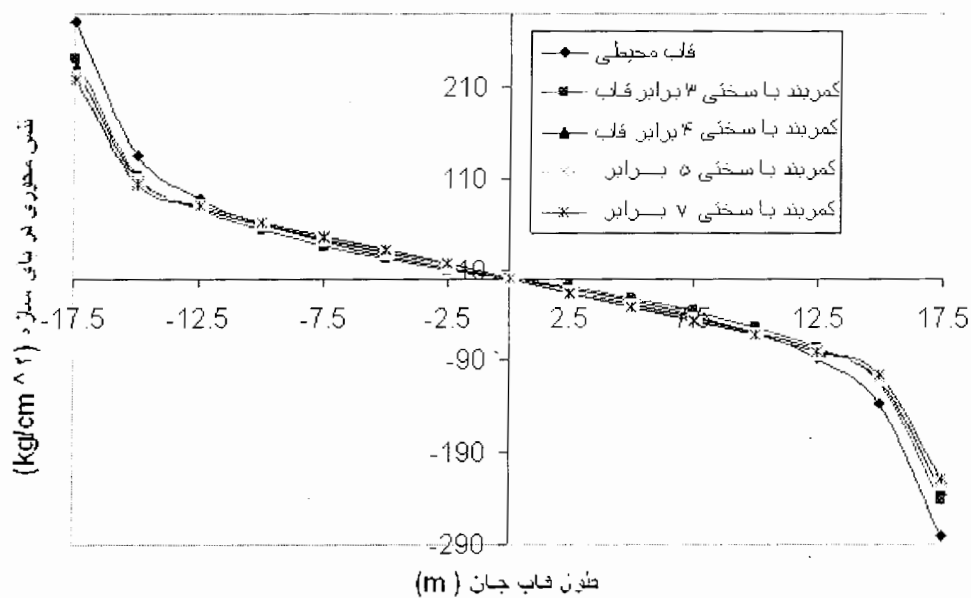


شکل ۵-۱۴ توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی تحت بار گسترده

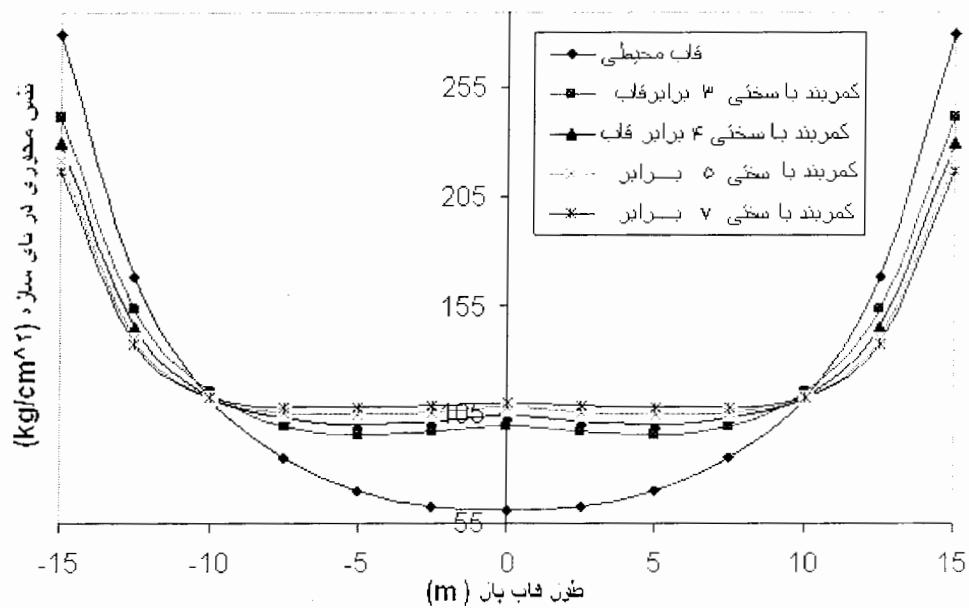
$$(B.S.=5 \cdot F.S.)$$



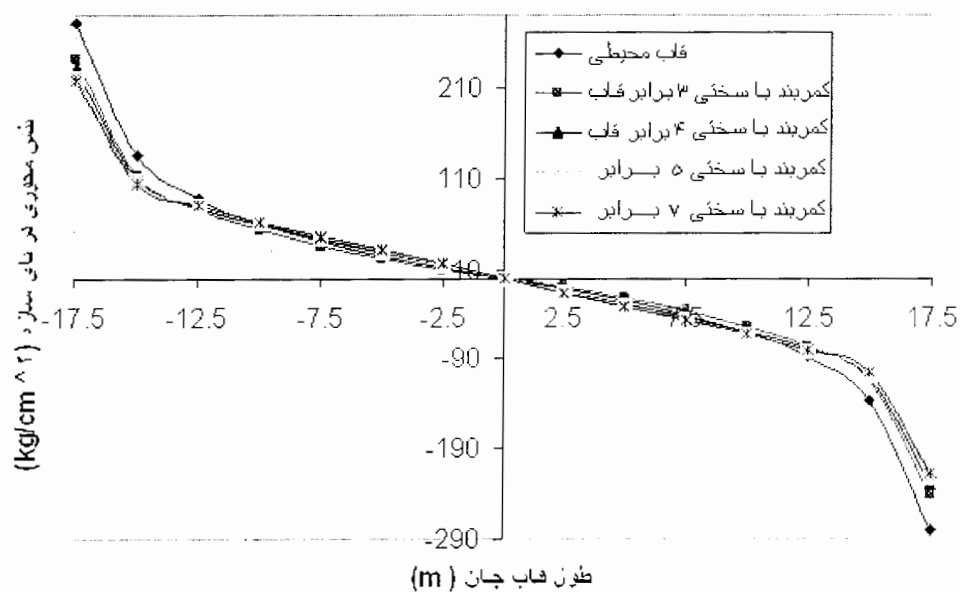
شکل ۵-۱۵ توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابی تحت بار گسترده یکنواخت (B.L.=H/۶)



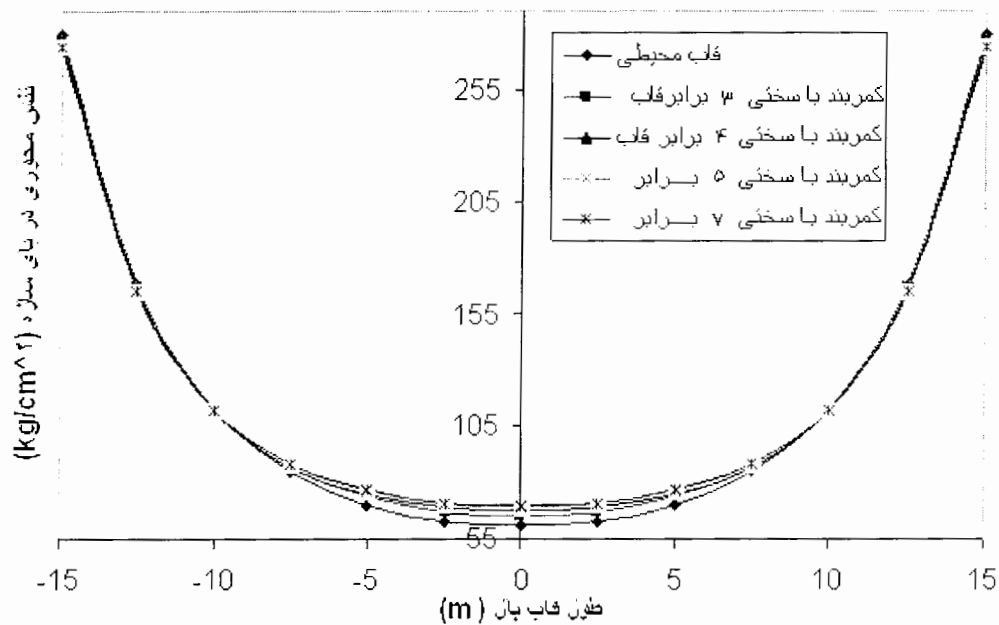
شکل ۵-۱۶ توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابی تحت بار گسترده یکنواخت (B.L.=H/۶)



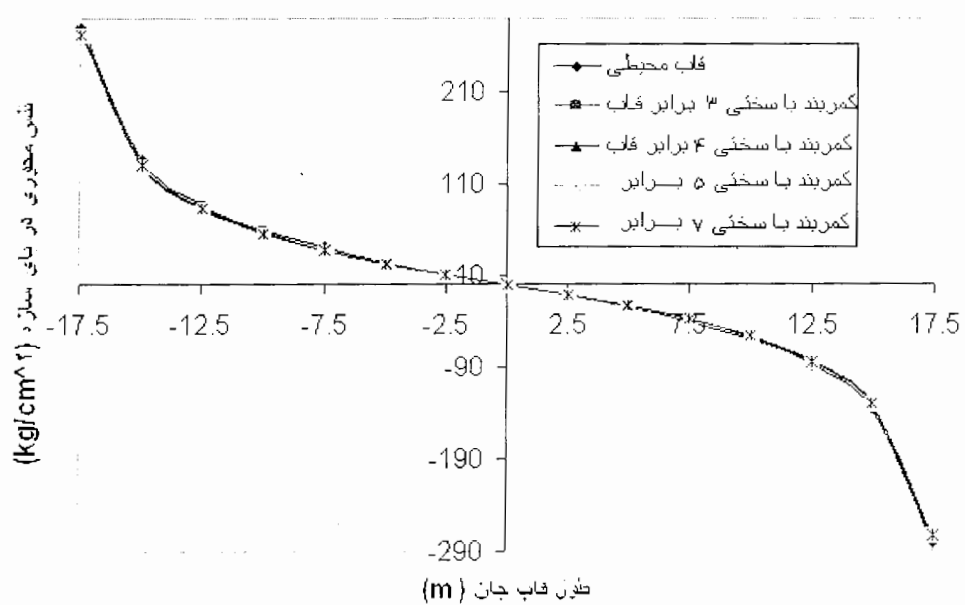
شکل ۵-۱۷ توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.L.=H/۴)



شکل ۵-۱۸ توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.L.=H/۴)



شکل ۵-۱۹ توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرپائی تحت بار گسترده
یکنواخت ($B.L.=3H/4$)

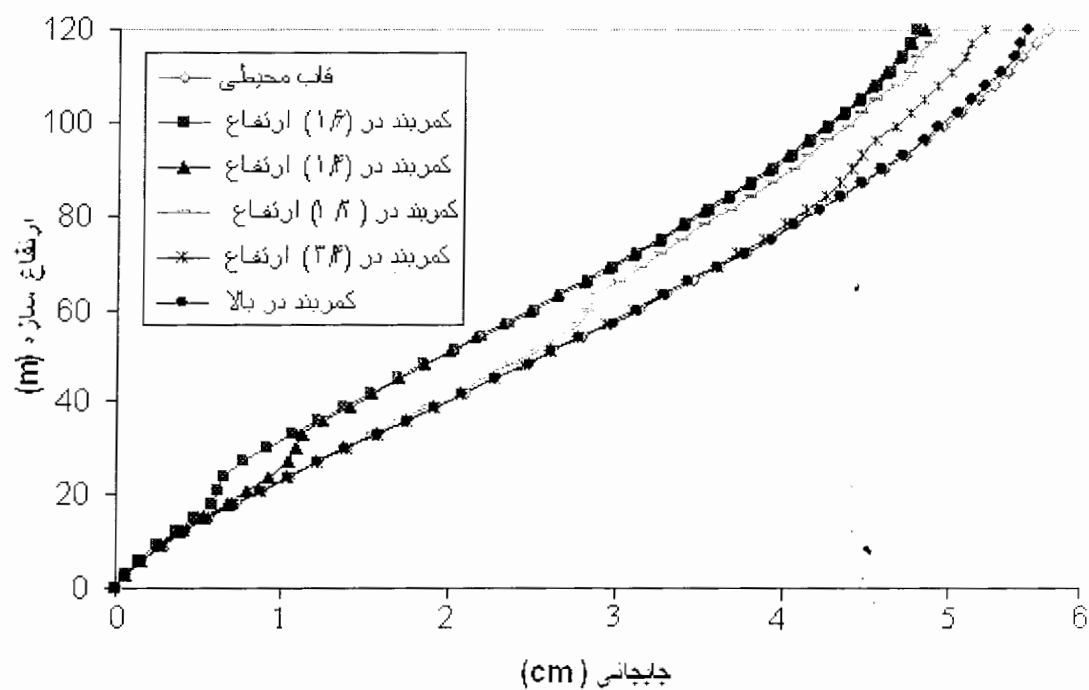


شکل ۵-۲۰ توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرپائی تحت بار گسترده
یکنواخت ($B.L.=3H/4$)

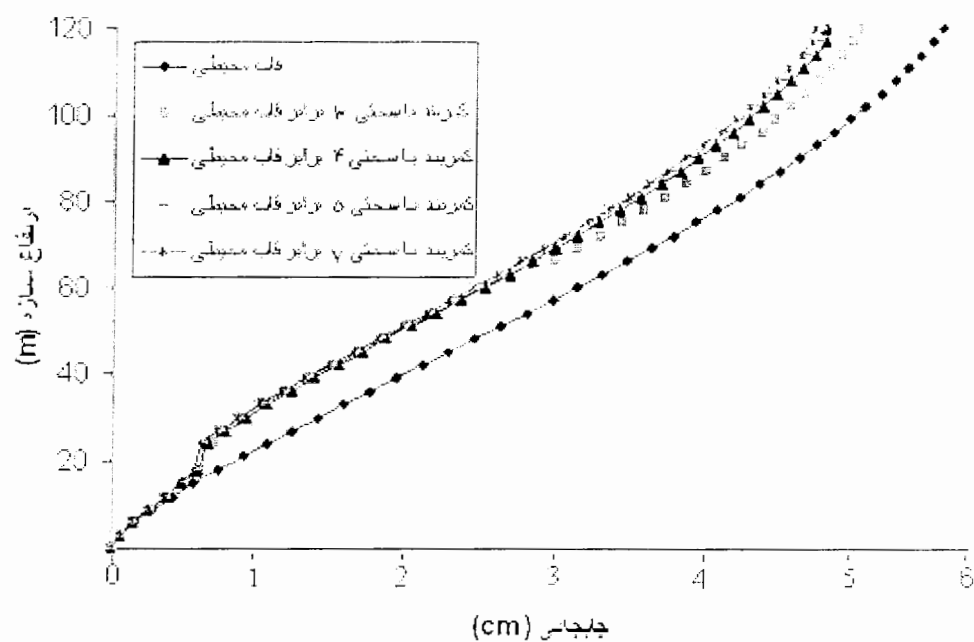
۴-۵- سازه چهل طبقه

در این بخش سازه ترکیبی چهل طبقه تحت بارهای گسترده مثلثی، گسترده یکنواخت و متمرکز در تراز فوقانی آنالیز شده است. اشکال (۲۱-۵) تا (۲۸-۵) نتایج آنالیز سازه، تحت بار گسترده مثلثی را نشان می‌دهند. در شکل (۲۱-۵) تغییر مکان این سازه به ازای موقعیتهای مختلف کمر بند نشان داده شده است. در این وضعیت سختی کمر بند در موقعیتهای مختلف ثابت، و ۵ برابر سختی معادل دو طبقه از قاب محیطی و هسته مرکزی در نظر گرفته شده است. با توجه به این نمودار بهترین موقعیت کمر بند خریائی جهت حصول حداکثر کاهش در تغییر مکان تراز فوقانی، محدوده $\frac{1}{6}$ ارتفاع از پای سازه می باشد. در اشکال (۲۶-۵) تا (۳۱-۵) نمودارهای جابجائی به ازای سختیهای مختلف کمر بند ارائه شده‌اند. در این نمودارها با ثابت در نظر گرفتن موقعیت کمر بند، سختی آن تغییر پیدا کرده تا تاثیر افزایش سختی بر کاهش جابجائی بررسی گردد. همانطور که مشاهده می شود افزایش سختی جانبی کمر بند تا ۳ الی ۷ برابر سختی جانبی دو طبقه از سازه قاب محیطی و هسته مرکزی باعث کاهش جابجائی شده لیکن افزایش بیشتر سختی در کاهش جابجائی مؤثر نیست. در اشکال (۲۵-۵) و (۲۶-۵) به ترتیب نمودارهای توزیع تنش محوری در قابهای بال و جان در پای سازه به ازای موقعیتهای مختلف کمر بند نشان داده شده است. مشاهده می شود که با پائین آمدن کمر بند لنگی برش در پای سازه کاهش چشمگیری می‌یابد. ولی نمودار توزیع تنش در قاب جان بیانگر تاثیر ناچیز کمر بند در کاهش لنگی برش این قاب است. نمودارهای (۲۶-۵) تا (۲۸-۵) نشان دهنده تاثیر افزایش سختی کمر بند در زمان ثابت بودن موقعیت آن بر کاهش لنگی برش قابهای بال و جان می‌باشد. با توجه به اشکال، تغییر سختی در کاهش لنگی برش از اهمیت چندانی برخوردار نیست، بلکه کاهش لنگی برش بطور عمده به موقعیت کمر بند بستگی دارد. با توجه به این اشکال بهترین موقعیت کمر بند جهت ایجاد حداکثر یکنواختی در توزیع تنش محوری قاب بال محدوده $\frac{1}{6}$ ارتفاع از پای سازه است. حال آنکه در قاب جان کمر بند در محدوده $\frac{1}{4}$ ارتفاع بهترین توزیع تنش را بدست می‌دهد. همانطور که بیان شد افزایش سختی در یکنواختی توزیع تنش مفید

نمی‌باشد. در اشکال (۵-۳۰) تا (۵-۳۲) و (۴-۵۳) تا (۴-۶۰) به ترتیب نتایج آنالیز اجزای محدود سازه چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت بر سازه بدست آمده است.

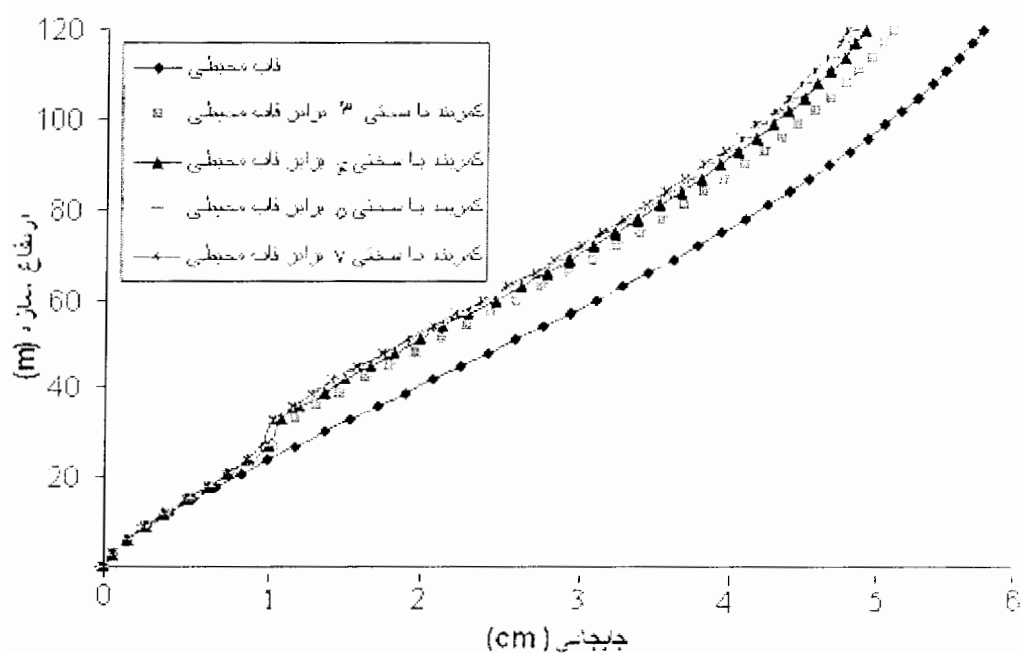


شکل ۵-۲۱ جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده مثلثی
(B.S.=۵*F.S.)



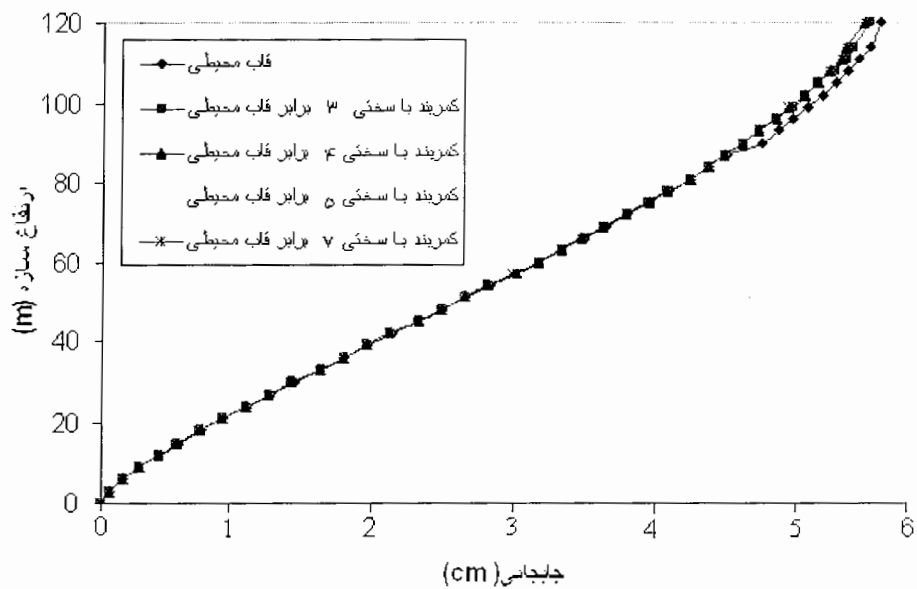
شکل ۲۲-۵- جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده مثلی

$$(B.L.=H/6)$$

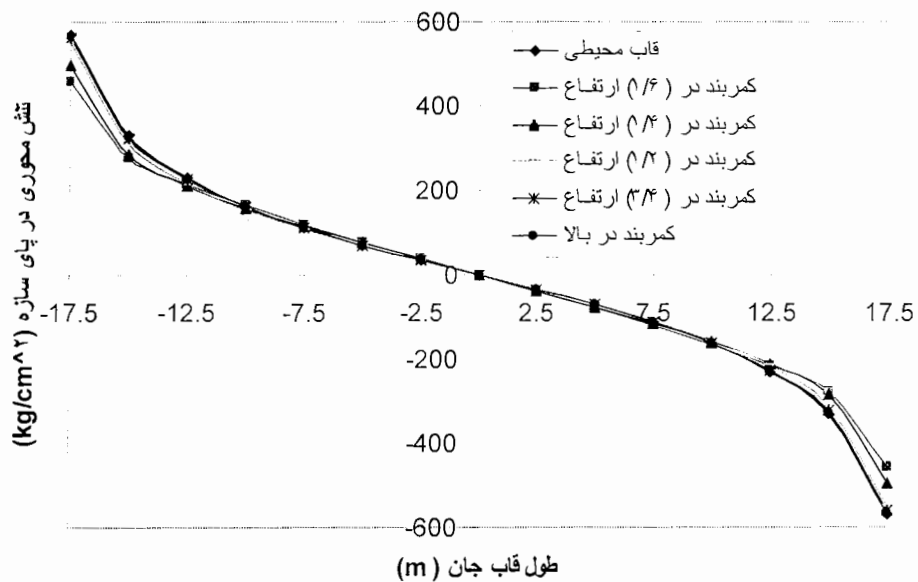


شکل ۲۳-۵- جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده مثلی

$$(B.L.=H/4)$$

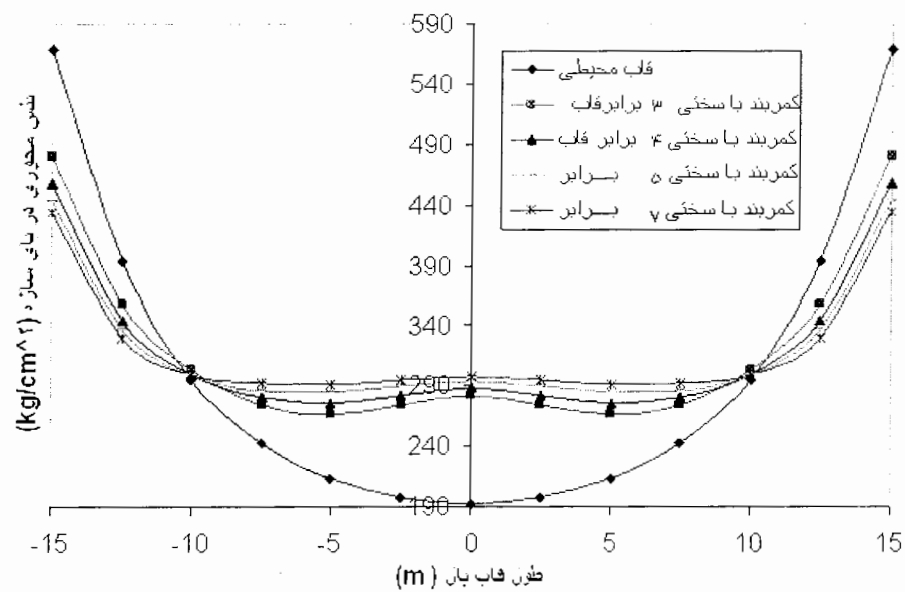


شکل ۲۴-۵- جابجائی سیستم ترکیبی قالب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده مثلثی (B.L.=H)

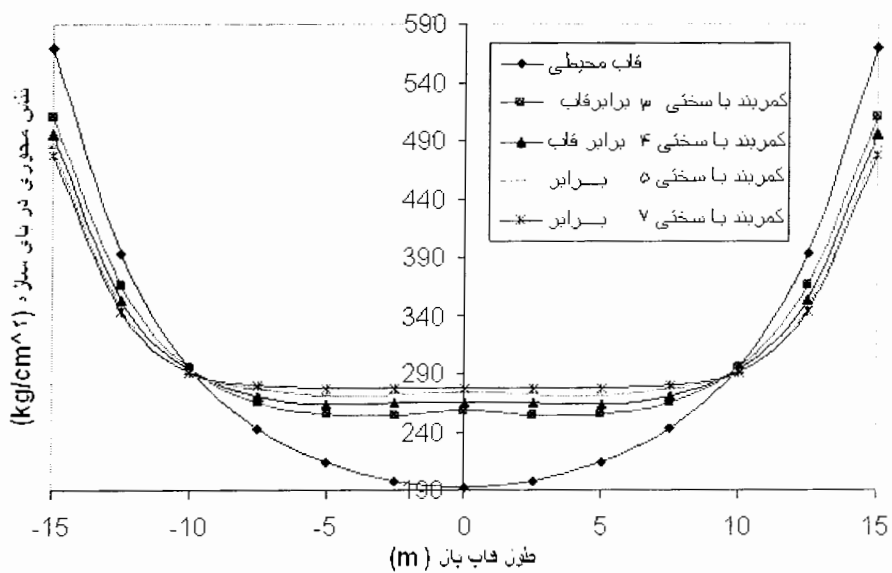


شکل ۲۵-۵ توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی قالب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده

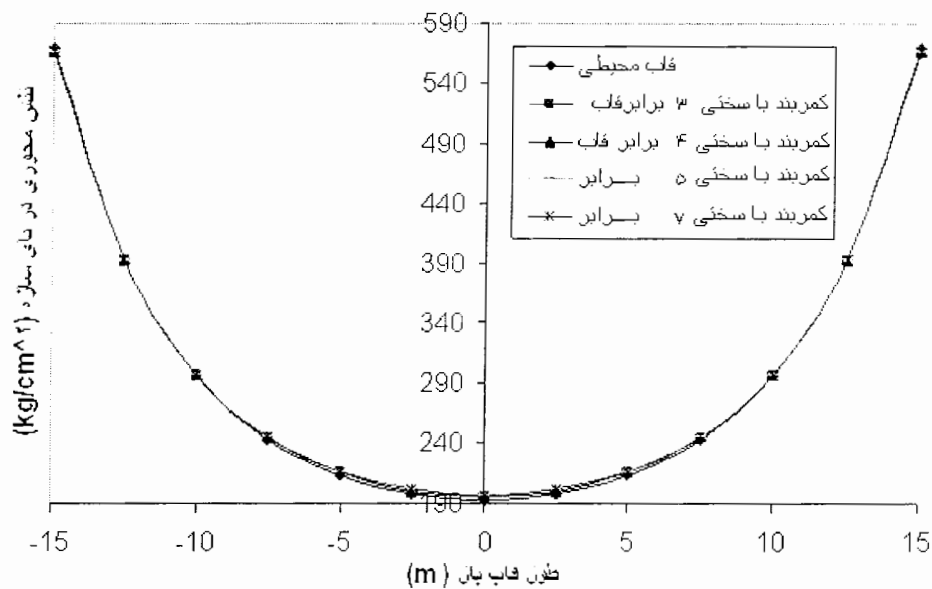
مثلثی (B.S.=۵*F.S.)



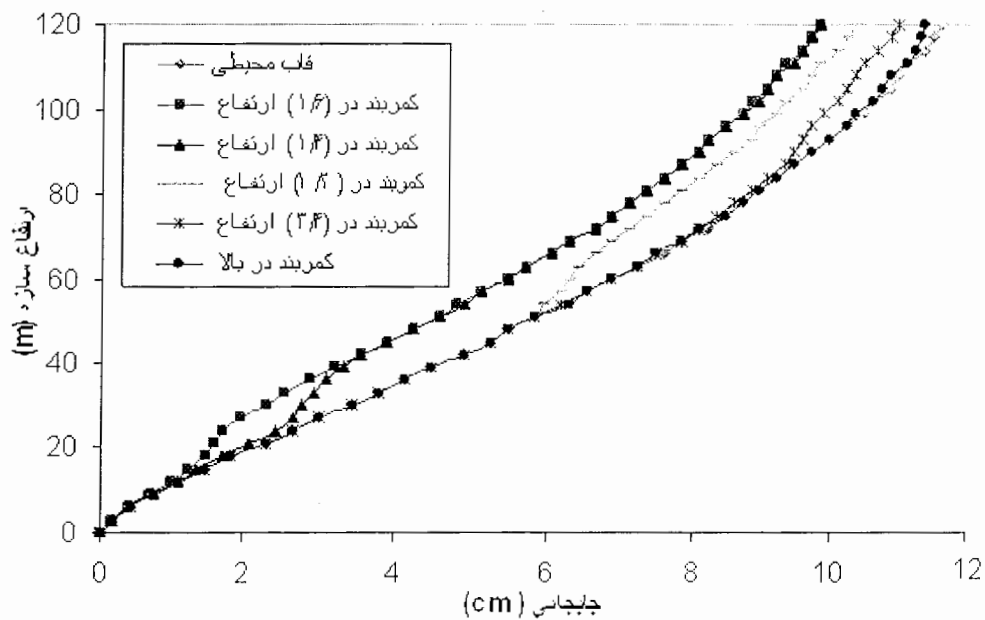
شکل ۵-۲۶- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده مثلثی (B.L.=H/۶)



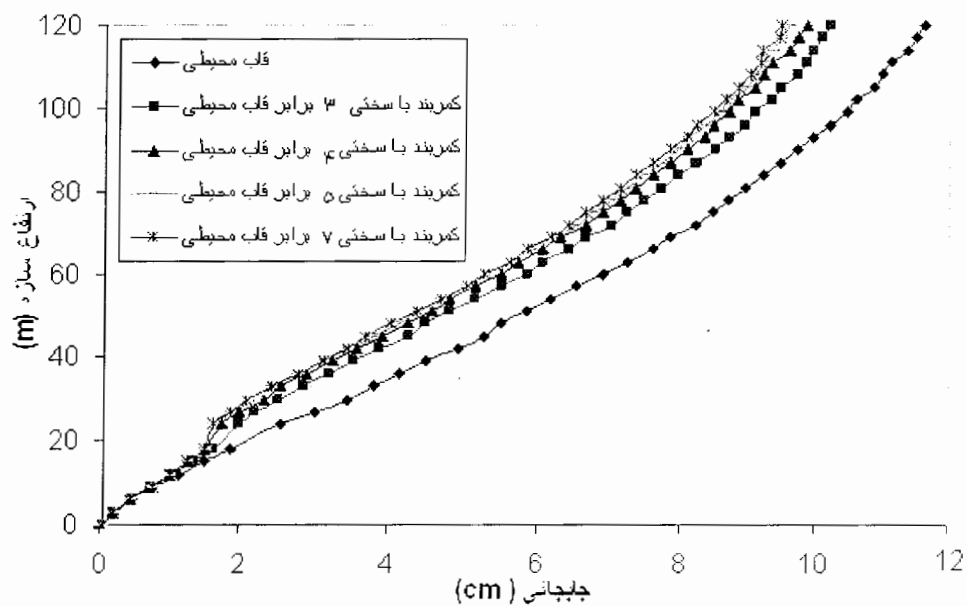
شکل ۵-۲۷- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده مثلثی (B.L.=H/۴)



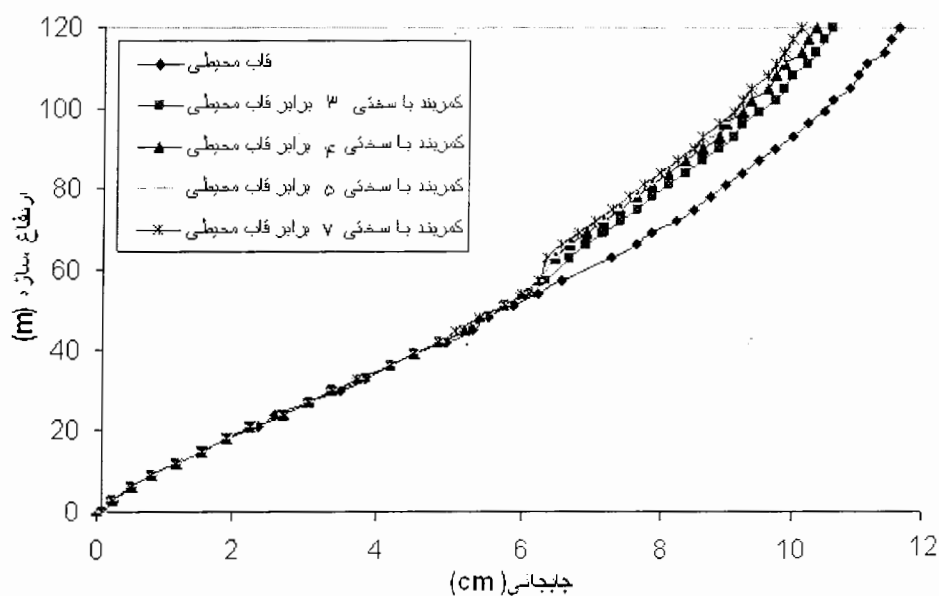
شکل ۵-۲۸- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده
مثلی (B.L.=H)



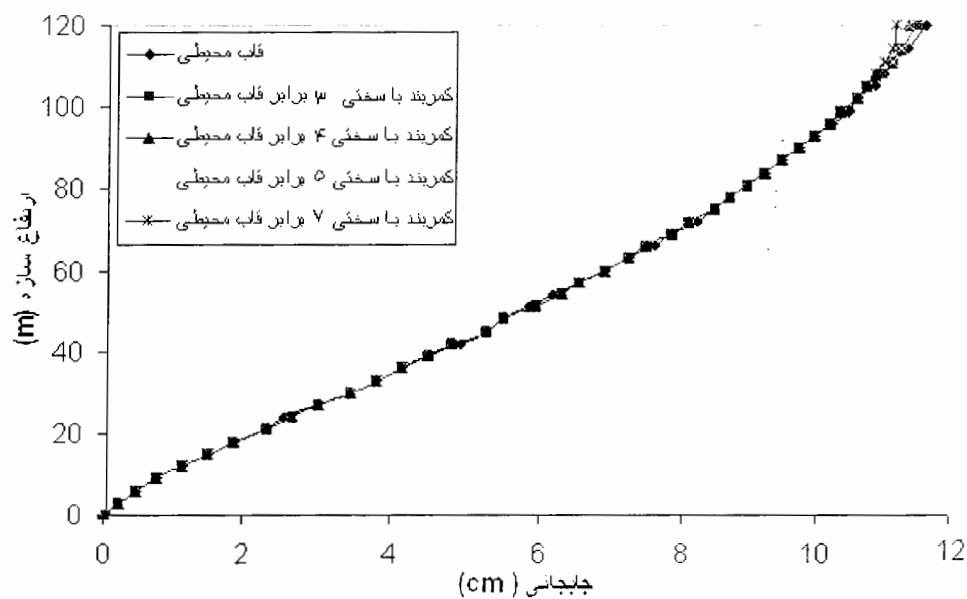
شکل ۵-۲۹- جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.S.=۵*F.S.)



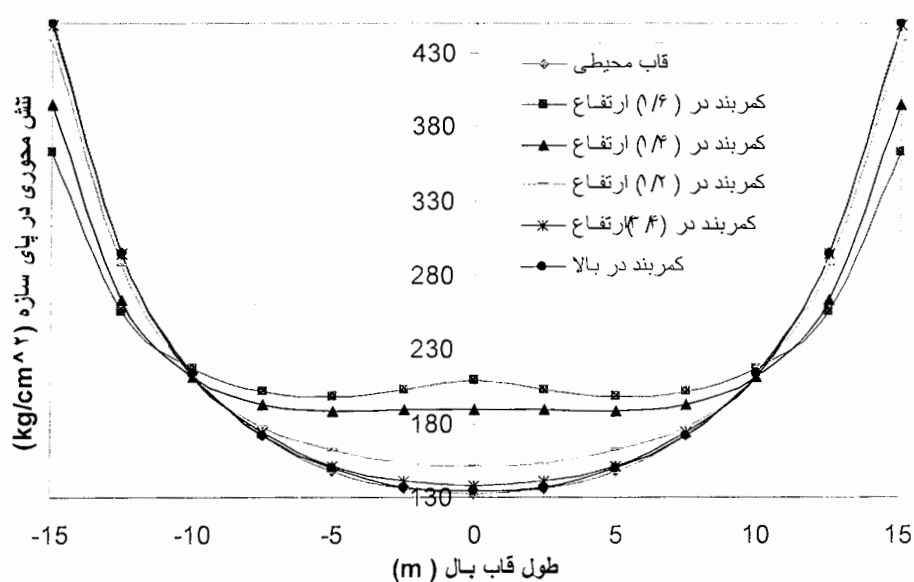
شکل ۳۰-۵. جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرنائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.L.=H/6)



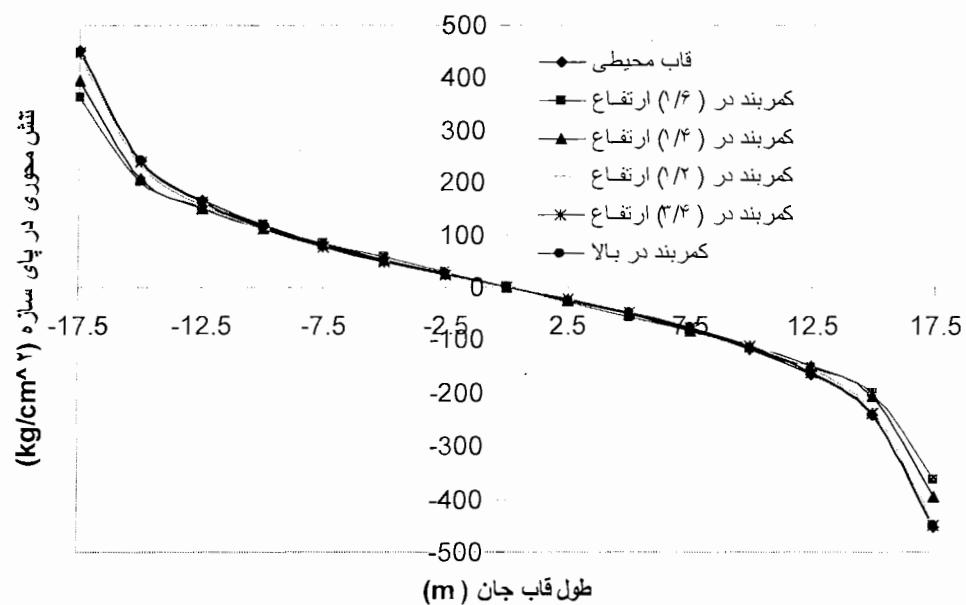
شکل ۳۱-۵. جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرنائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.L.=H/2)



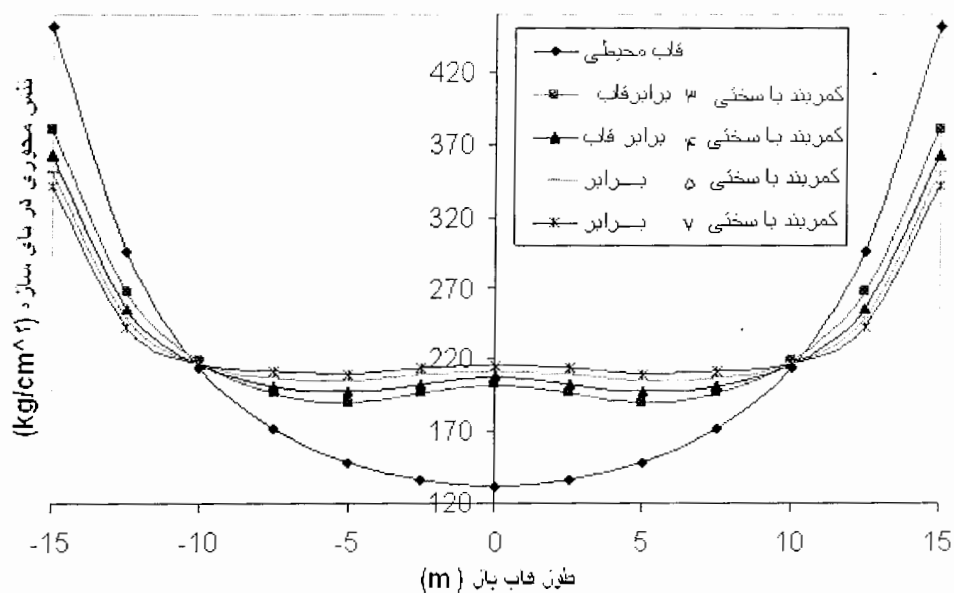
شکل ۳۲-۵- جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی تحت بار گسترده یکنواخت (B.L.=H)



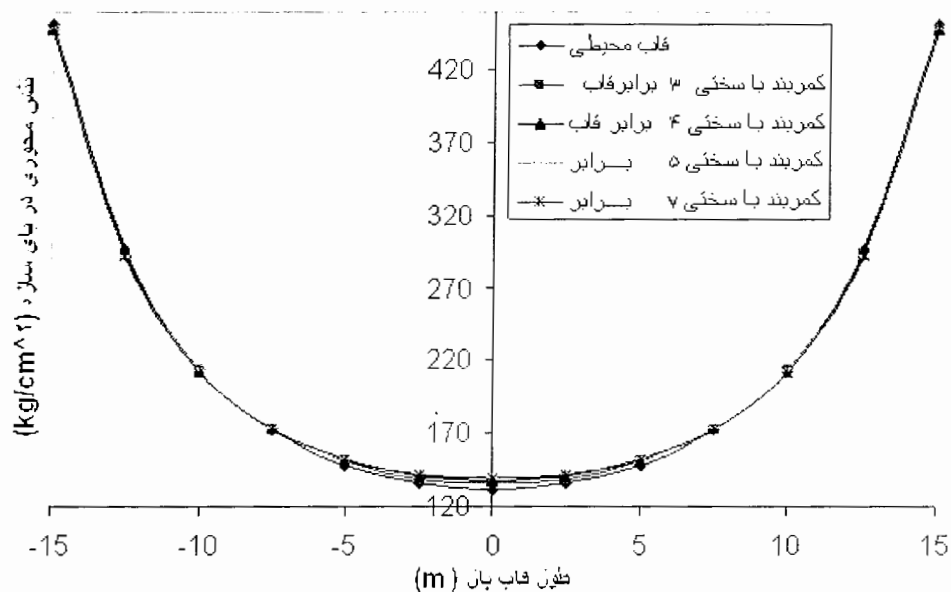
شکل ۳۳-۵- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



شکل ۳۴-۵- توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده
یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



شکل ۳۵-۵- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.L.=H/۶)

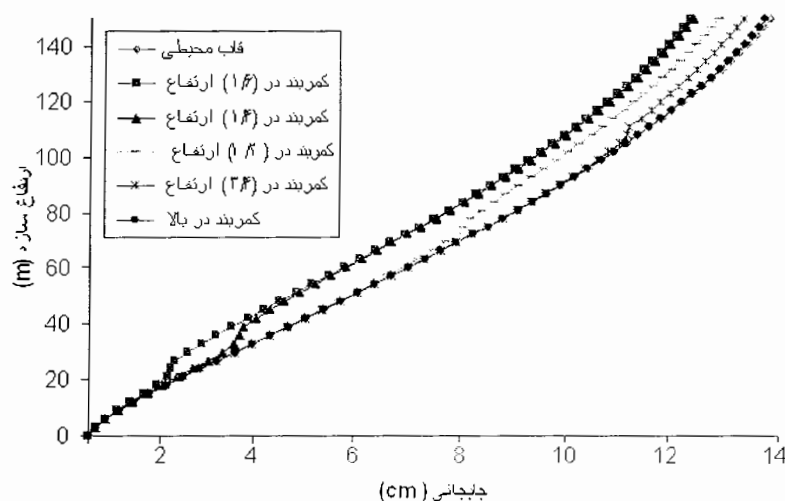


شکل ۵-۳۶. توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابی تحت بار گسترده یکنواخت (B.L.=3H/4)

۵-۴. سازه‌های پنجاه و شصت طبقه

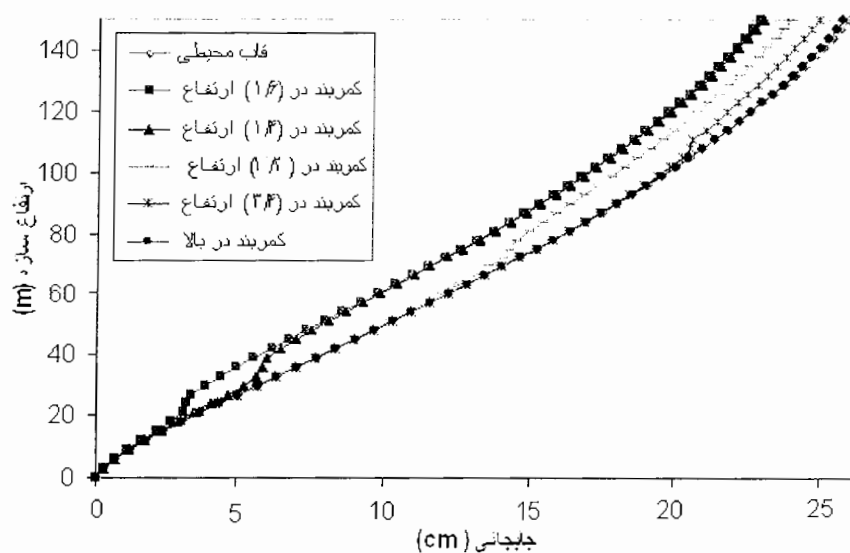
در این بخش سازه‌های ترکیبی پنجاه و شصت طبقه تحت بار مثلی و بار گسترده یکنواخت آنالیز شده‌اند. اشکال (۵-۳۷) و (۵-۴۱) به ترتیب تغییر مکان سازه‌های پنجاه و شصت طبقه را به ازای موقعیتهای مختلف کمر بند نشان داده‌اند. در این وضعیت سختی کمر بند ثابت و ۵ برابر سختی معادل دو طبقه از قاب محیطی و هسته مرکزی در نظر گرفته شده است. در این نمودارها کاملاً واضح است که بهترین موقعیت کمر بند که باعث ایجاد حداکثر سختی شده و بیشترین کاهش تغییر مکان جانبی را به دنبال دارد، محدوده تراز یک ششم ارتفاع از پای سازه می‌باشد. اشکال (۵-۳۸) تا (۵-۴۰) و شکل (۵-۳۹) به ترتیب تاثیر تغییر سختی کمر بند در حین ثابت بودن موقعیت آن بر کاهش جابجایی را در سازه‌های پنجاه و شصت طبقه نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود افزایش سختی کمر بند نسبت به موقعیت آن تاثیر بسیار کمتری را در کاهش جابجایی دارد. بنابراین بهترین سختی جانبی کمر بند ۳ الی ۷ برابر سختی جانبی دو طبقه از قاب محیطی و هسته مرکزی در نظر گرفته می‌شود. نمودارهای

توزیع تنش محوری در پای سازه به ازای موقعیتهای مختلف کمر بند خربایی در سازه های ۵۰ و ۶۰ طبقه به ترتیب در اشکال (۴۴-۵) تا (۴۷-۵) و (۴۸-۵) تا (۴۹-۵) ارائه شده اند. مشاهده می شود که بیشترین کاهش لنگی برش که افزایش صلبیت خمشی را در پی دارد به ازای موقعیت کمر بند در یک ششم حاصل می شود. ولی تاثیر کمر بند در کاهش لنگی برش قاب جان ناچیز است، همچنین افزایش سختی کمر بند خربایی در کاهش لنگی برش نیز به اندازه موقعیت آن مؤثر نیست. با توجه به اشکال بهترین موقعیت کمر بند جهت ایجاد حداکثر یکنواختی در توزیع تنش محوری قاب بال محدوده $\frac{1}{6}$ ارتفاع از پای سازه است. حال آنکه در قاب جان کمر بند در محدوده $\frac{1}{4}$ ارتفاع بهترین توزیع تنش را بدست می دهد. همانطور که مشاهده می شود تغییر سختی در یکنواختی توزیع تنش مفید نمی باشد. بنابراین بهترین سختی جانبی کمر بند ۳ الی ۷ برابر سختی جانبی دو طبقه از قاب محیطی و هسته مرکزی توصیه می شود.

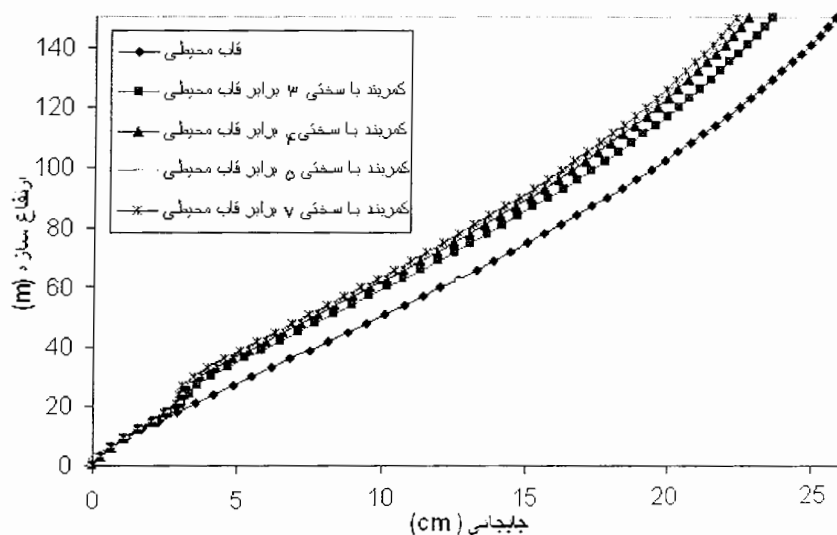


شکل ۵-۳۷. جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربایی تحت بار گسترده مثلثی

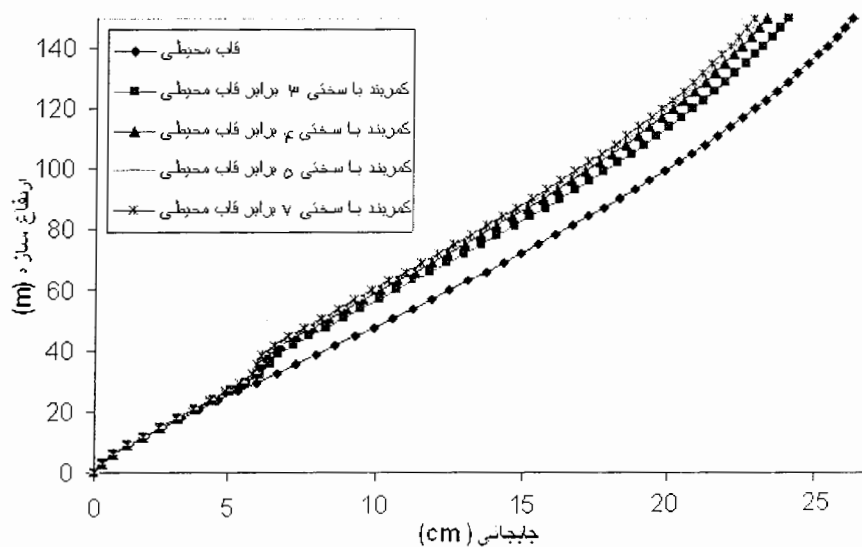
$$(B.S.=\Delta * F.S.)$$



شکل ۳۸-۵. جابجانی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.S.=۵*F.S.)

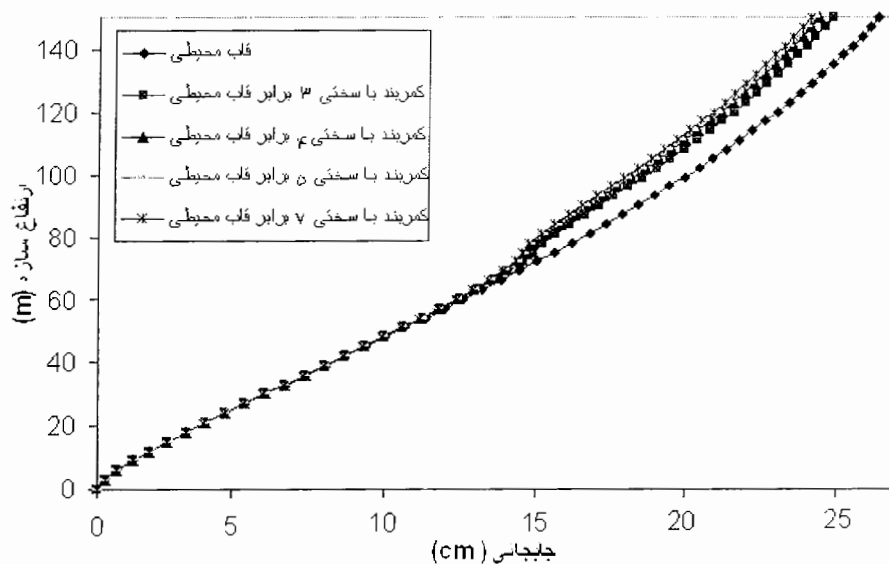


شکل ۳۹-۵. جابجانی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.L.=H/۶)



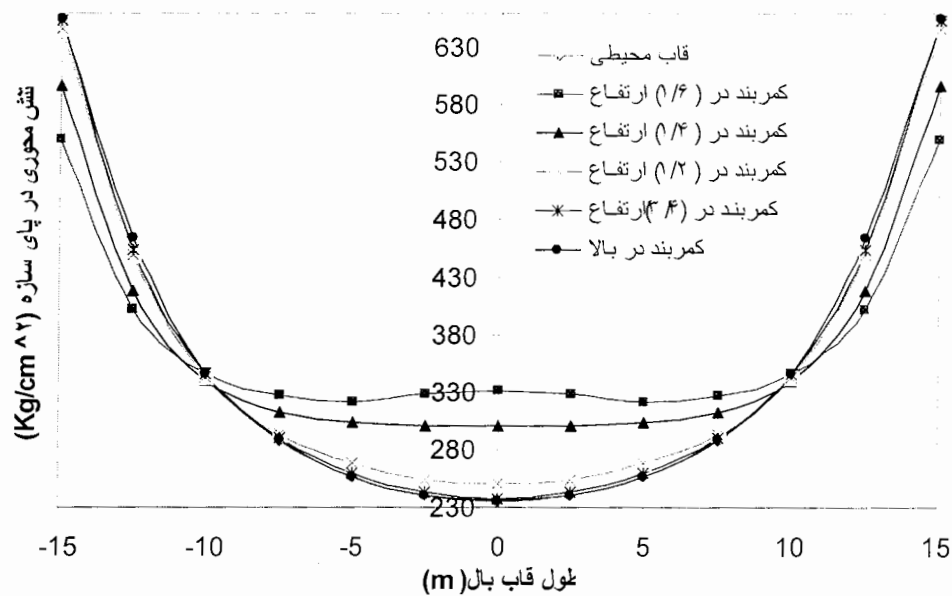
شکل ۵-۴۰. جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی تحت بار گسترده یکنواخت

$$(B.L.=H/4)$$

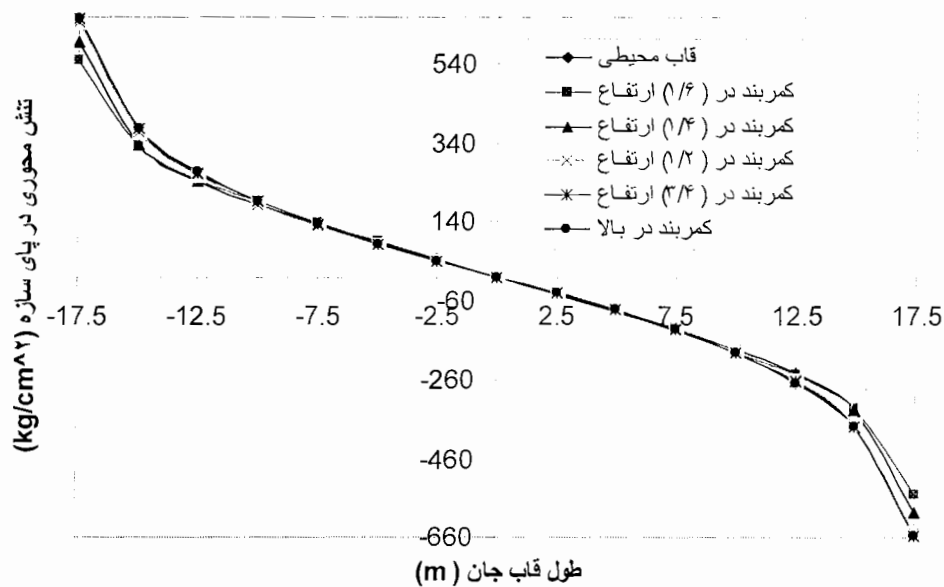


شکل ۵-۴۱. جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی تحت بار گسترده یکنواخت

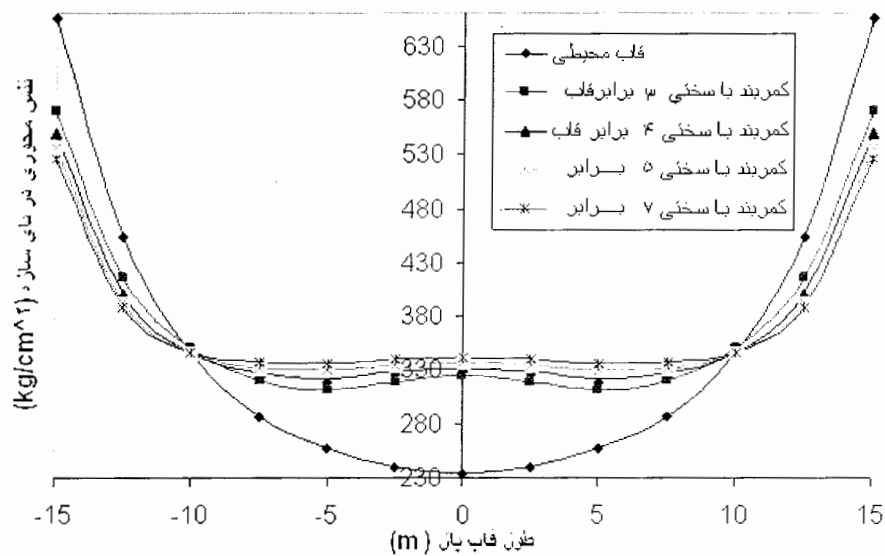
$$(B.L.=H/2)$$



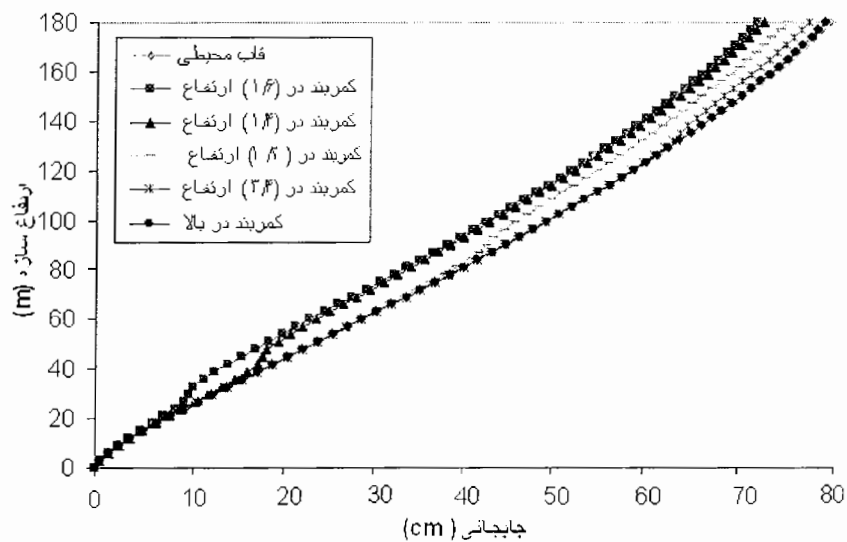
شکل ۵-۴۲- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.S.=۵*F.S.)



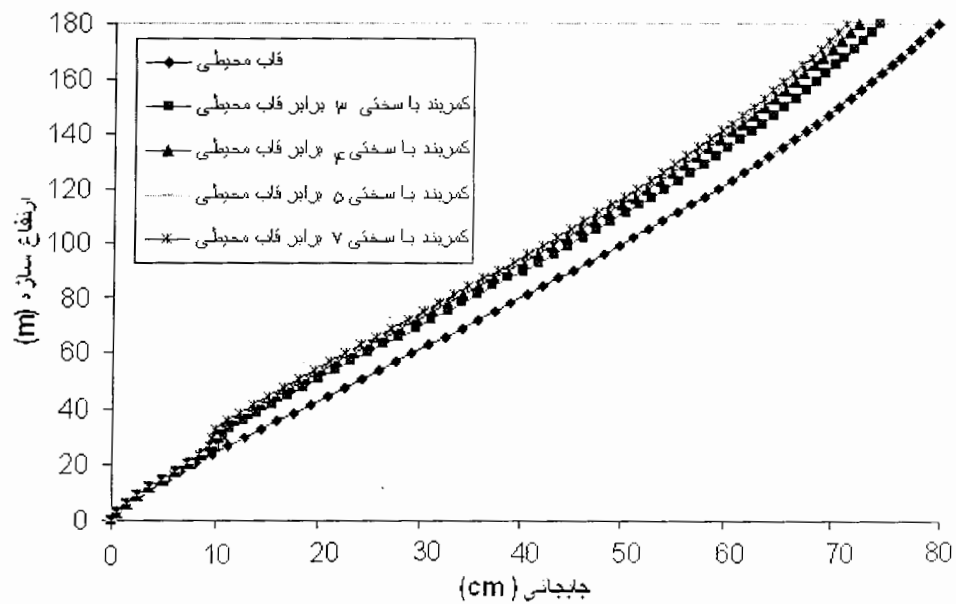
شکل ۵-۴۳- توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.S.=۵*F.S.)



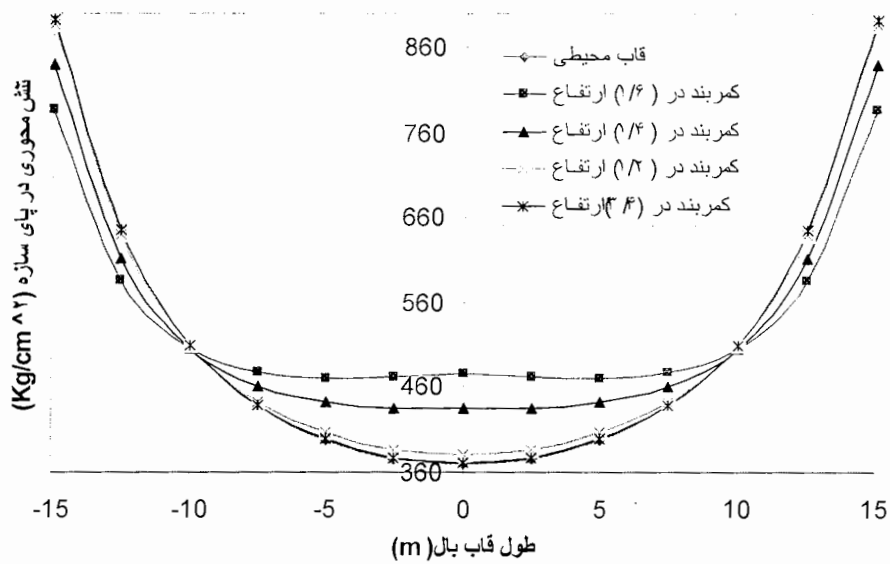
شکل ۴۴-۵- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده
(B.L.=H/۶) یکنواخت



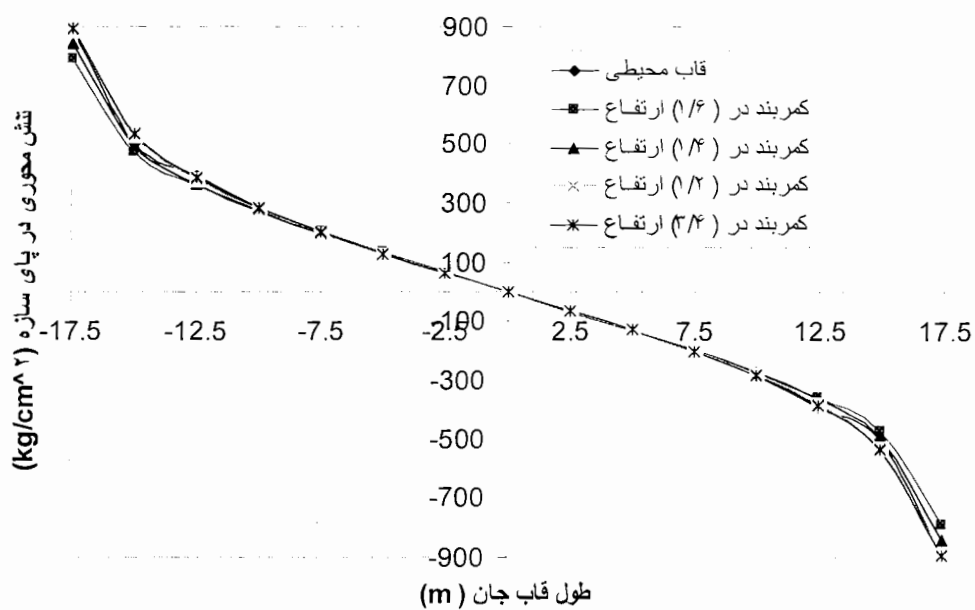
شکل ۴۵-۵-جابجائی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خربائی تحت بار گسترده یکنواخت
(B.S.=۵*F.S.)



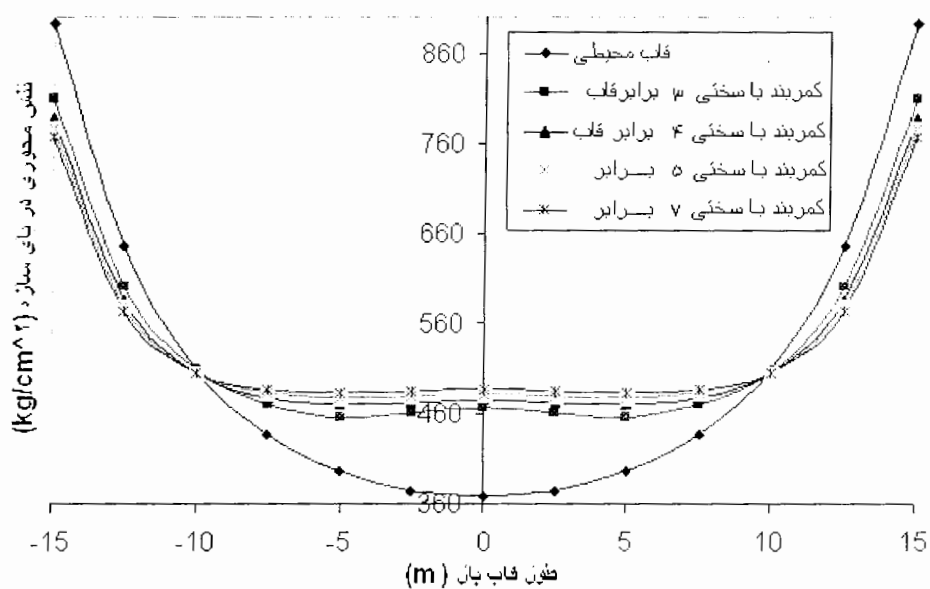
شکل ۵-۴۶- جابجائی سیستم ترکیبی قالب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی تحت بار گسترده یکنواخت
($B.L.=H/6$)



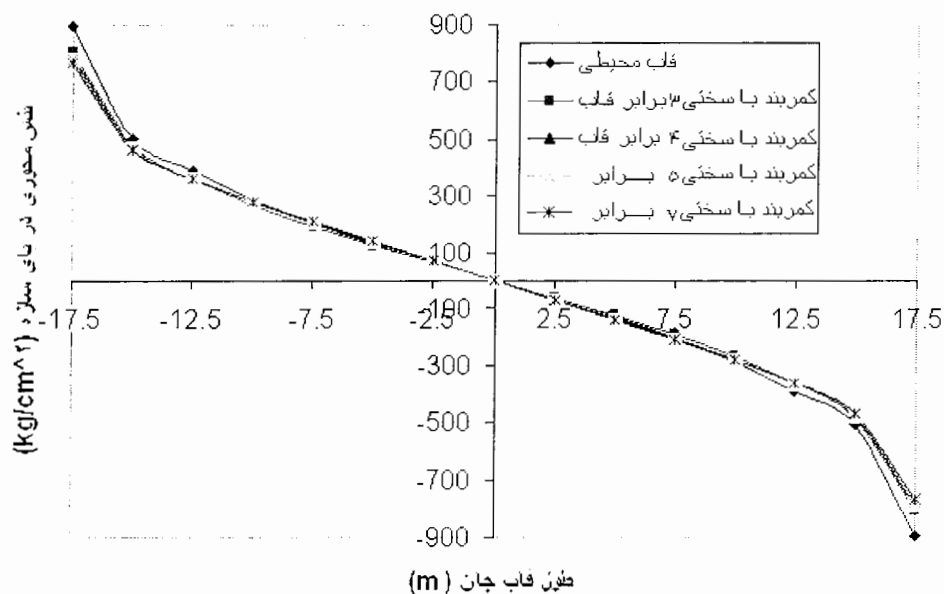
شکل ۵-۴۷- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قالب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی تحت بار گسترده یکنواخت
($B.S.=5 \times F.S.$)



شکل ۵-۴۸- توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده
یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



شکل ۵-۴۹- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خرابائی تحت بار گسترده
یکنواخت (B.L.=H/۶)



شکل ۵-۵. توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی قالب محیطی، هسته مرکزی و کمر بند خریائی تحت بار گسترده یکنواخت (B.L.=H/۶)

۵-۶- بررسی تاثیر کمر بند و هسته مرکزی در کاهش جابجائی و لنگی برش

جدول ۵-۳. درصد کاهش جابجائی در سازه سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت و بار مثلی

درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	جابجائی تراز فوقانی (cm)	سازه سی طبقه تحت بار مثلی	درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	جابجائی تراز فوقانی (cm)	سازه سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت
	۵/۱	قالب محیطی		۶/۴۳	قالب محیطی
۲۵/۱	۳/۸۲	کمر بند در ۱/۶ سیستم ترکیبی	۱۸/۳	۵/۲۵	کمر بند در ۱/۶ سیستم ترکیبی
۲۶/۱	۳/۷۷	کمر بند در ۱/۴ سیستم ترکیبی	۱۹/۲	۵/۱۹	کمر بند در ۱/۴ سیستم ترکیبی
۲۲/۳۵	۳/۹۶	کمر بند در ۱/۲ سیستم ترکیبی	۱۳/۹۹	۵/۵۳	کمر بند در ۱/۲ سیستم ترکیبی

جدول ۴-۵- درصد کاهش جابجائی در سازه چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت و بار مثلثی

درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	جابجائی تراز فوقانی (cm)	سازه چهل طبقه تحت بار مثلثی	درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	جابجائی تراز فوقانی (cm)	سازه چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت
	۵/۸۰	قاب محیطی		۱۱/۸۰	قاب محیطی
۱۶/۸۹	۴/۸۲	کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی	۱۶/۸۶	۹/۸۱	کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی
۱۷/۷۵	۴/۷۷	کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی	۱۶/۱۰	۹/۹۰	کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی
۱۶/۲۰	۴/۸۶	کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی	۱۵/۰۸	۱۰/۰۲	کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی

جدول ۵-۵- درصد کاهش جابجائی در سازه پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت

درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	جابجائی تراز فوقانی (cm)	سازه پنجاه طبقه تحت بار مثلثی	درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	جابجائی تراز فوقانی (cm)	سازه پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت
	۱۳/۸۰	قاب محیطی		۲۵/۷۰	قاب محیطی
۱۲/۳۹	۱۲/۰۹	کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی	۱۰/۷۰	۲۲/۹۵	کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی
۱۲/۸۹	۱۲/۰۲	کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی	۱۰/۹۷	۲۲/۸۸	کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی
۶/۵۲	۱۲/۹۰	کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی	۷	۲۳/۹۰	کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی

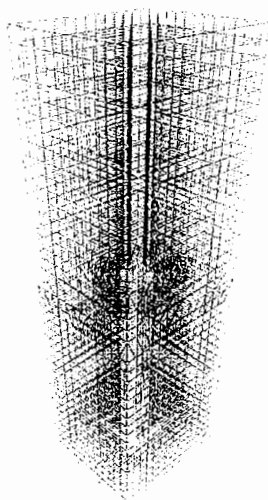
جدول ۵-۶- درصد کاهش جابجائی در سازه شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت

درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	جابجائی تراز فوقانی (cm)	سازه شصت طبقه تحت بار مثلی	درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	جابجائی تراز فوقانی (cm)	سازه شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت
	۶۲	قاب محیطی		۸۰	قاب محیطی
۱۱/۲۹	۵۵	کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی	۱۱/۱۱	۷۲	کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی
۱۴/۵۱	۵۳	کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی	۱۳/۵۸	۷۰	کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی
۸/۰۶	۵۷	کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی	۸/۶۴	۷۴	کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی

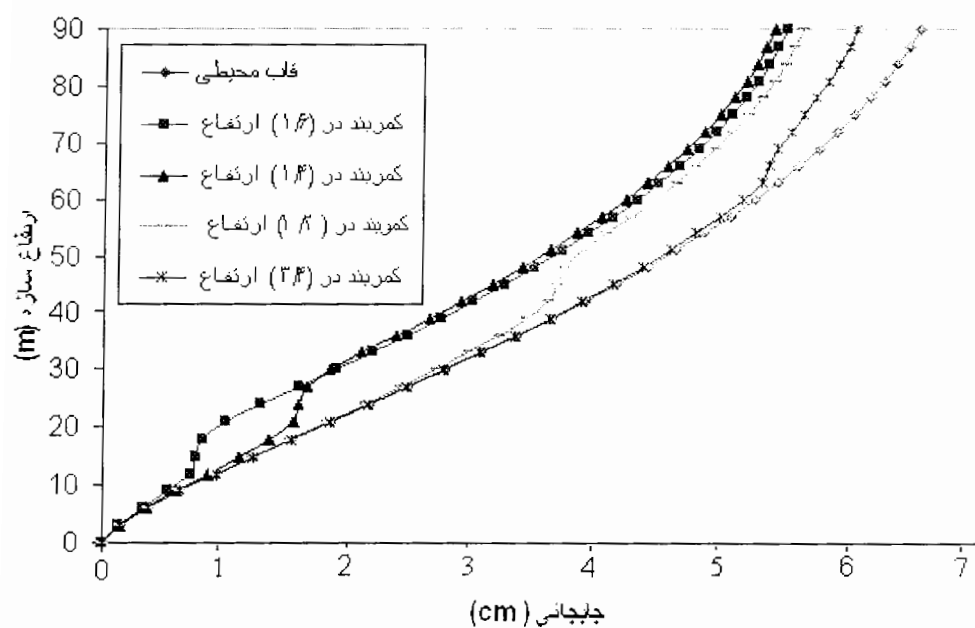
۵-۷- تاثیر بریدن هسته برشی در تراز فوقانی کمربند خریائی بر توزیع تنش و

جابجائی

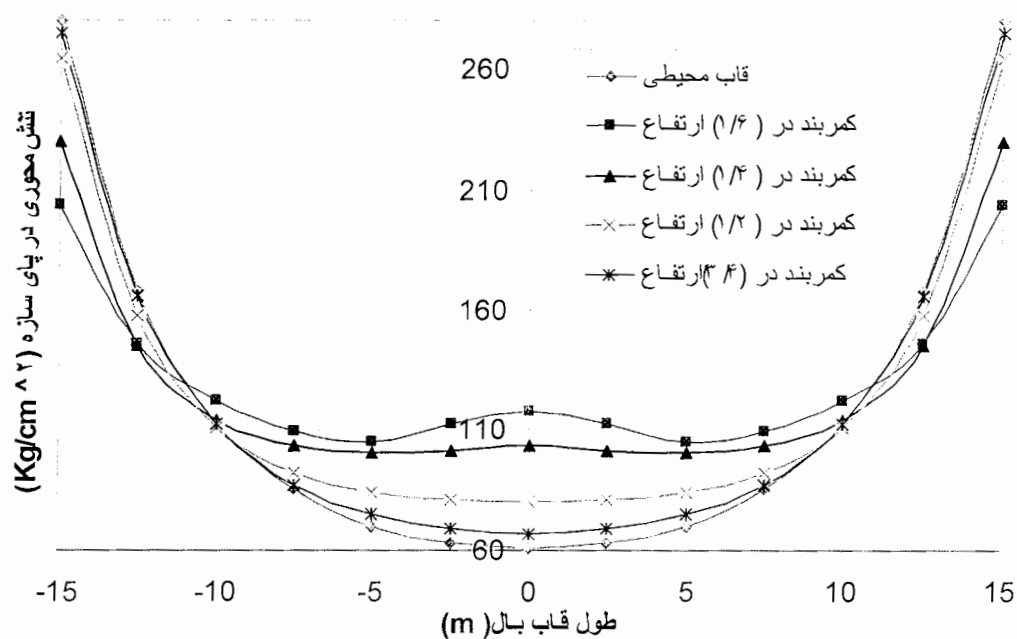
در این بخش سازه های ۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه که هسته برشی آنها در تراز فوقانی کمربند خریائی قطع شده است، مورد آنالیز واقع شده‌اند. نمودارهای حاصل از تحلیل سازه سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت نشان داده شده‌اند. دیاگرامهای جابجائی، توزیع تنش محوری در قابهای بال و جان در پای سازه به ازای موقعیتهای مختلف کمربند با سختی جانبی معادل پنج برابر سختی جانبی دو طبقه از سازه قاب محیطی و هسته مرکزی ارائه شده‌اند. این اشکال نشان دهنده نتایج آنالیز سازه های چهار طبقه تحت بار گسترده مثلی و پنجاه و شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت می‌باشند. با توجه به نتایج مندرج بدست آمده و مقایسه آنها با نتایج مشاهده می‌شود که بریدن هسته برشی در تراز فوقانی کمربند خریائی تاثیر ناچیزی بر رفتار کمربند خریائی دارد. بنابراین در صورت عدم نیاز به وجود هسته برشی می‌توان آن را در یک تراز بالاتر از کمربند خریائی قطع کرد.



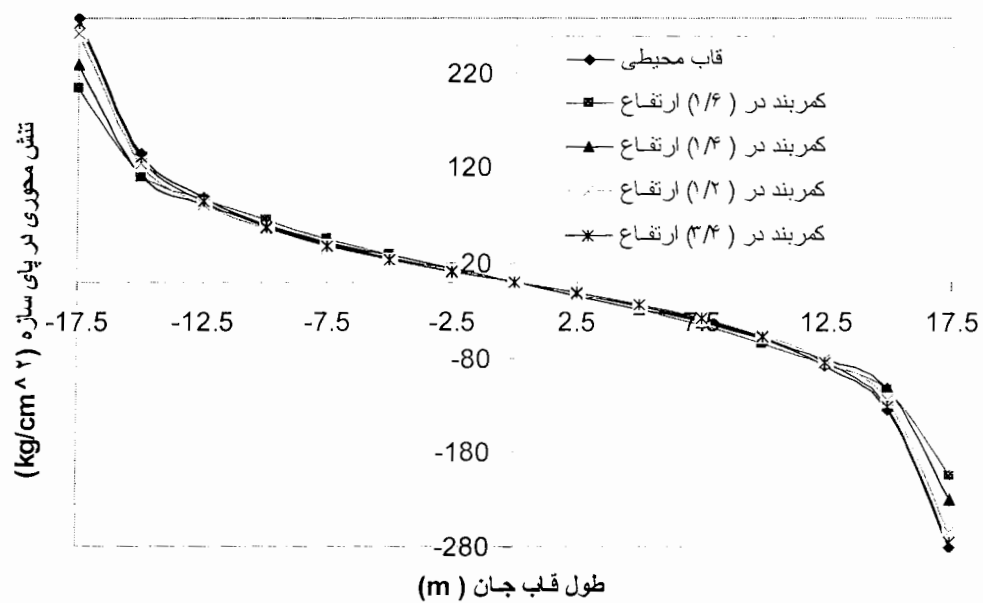
شکل ۵-۱۵- مدل شماتیک سازه چهار طبقه با هسته قطع شده



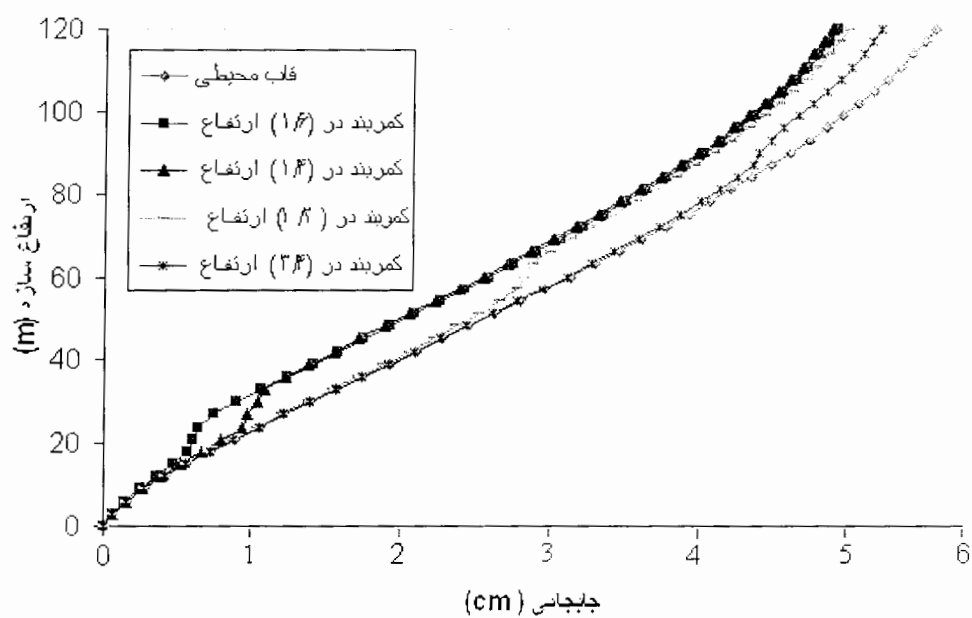
شکل ۵۲-۵. جابجائی سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



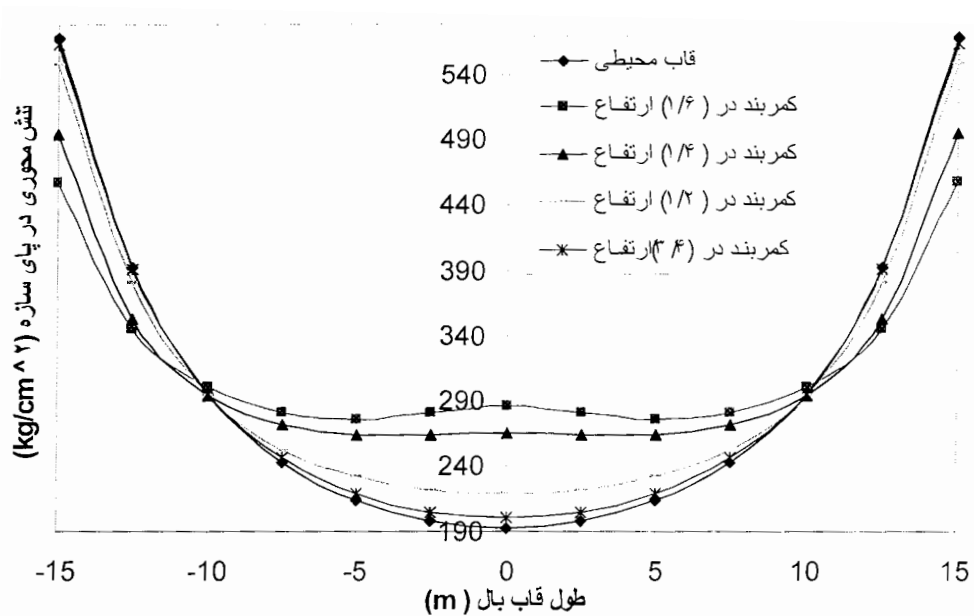
شکل ۵۳-۵. توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



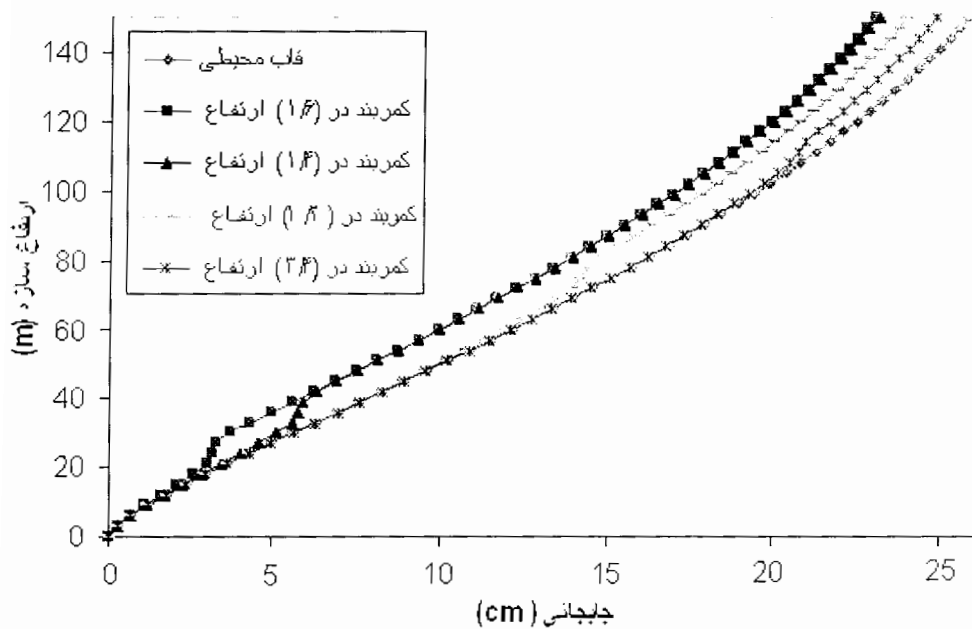
شکل ۵۴-۵ توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



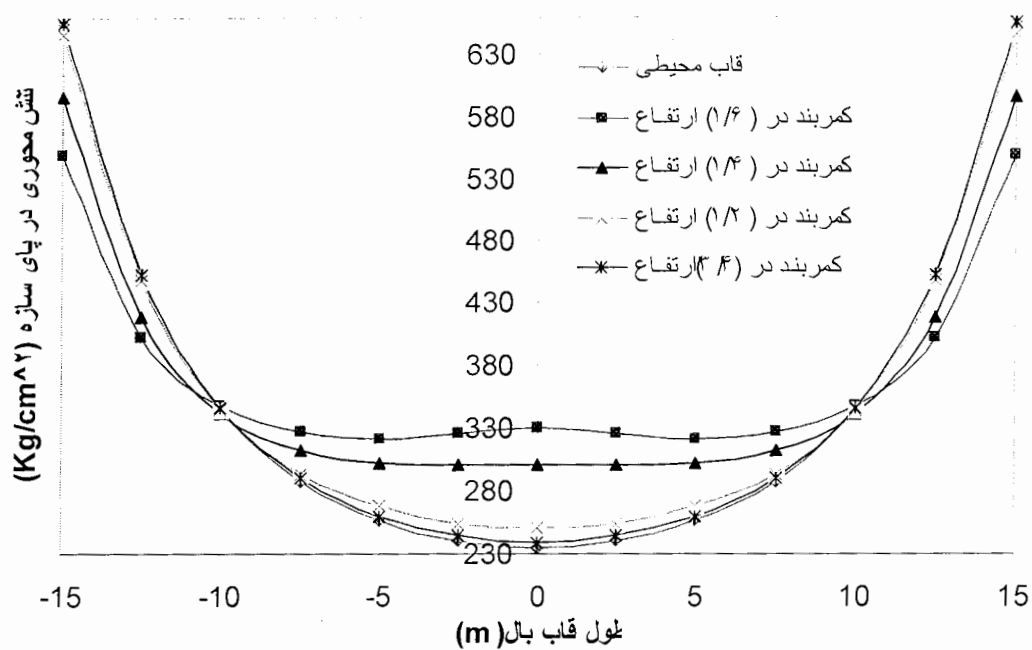
شکل ۵۵-۵ جایجائی سیستم ترکیبی چهل طبقه تحت بار گسترده مثلی (B.S.=۵*F.S.)



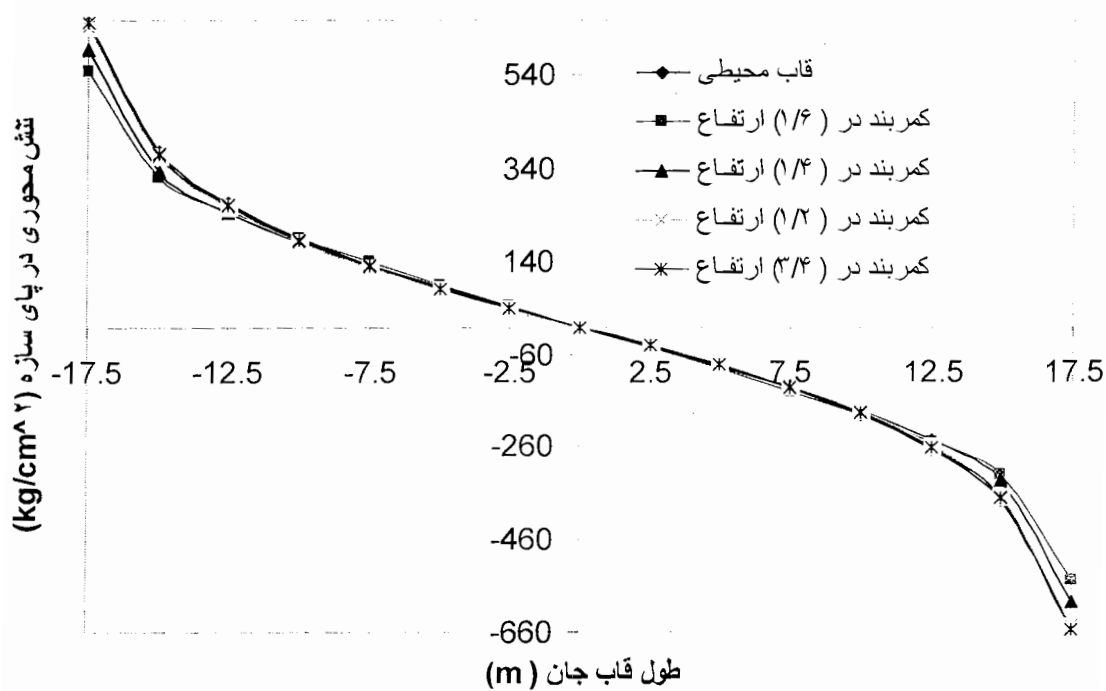
شکل ۵۶-۵. توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی چهار طبقه تحت بار گسترده مثلثی (B.S.=5*F.S.)



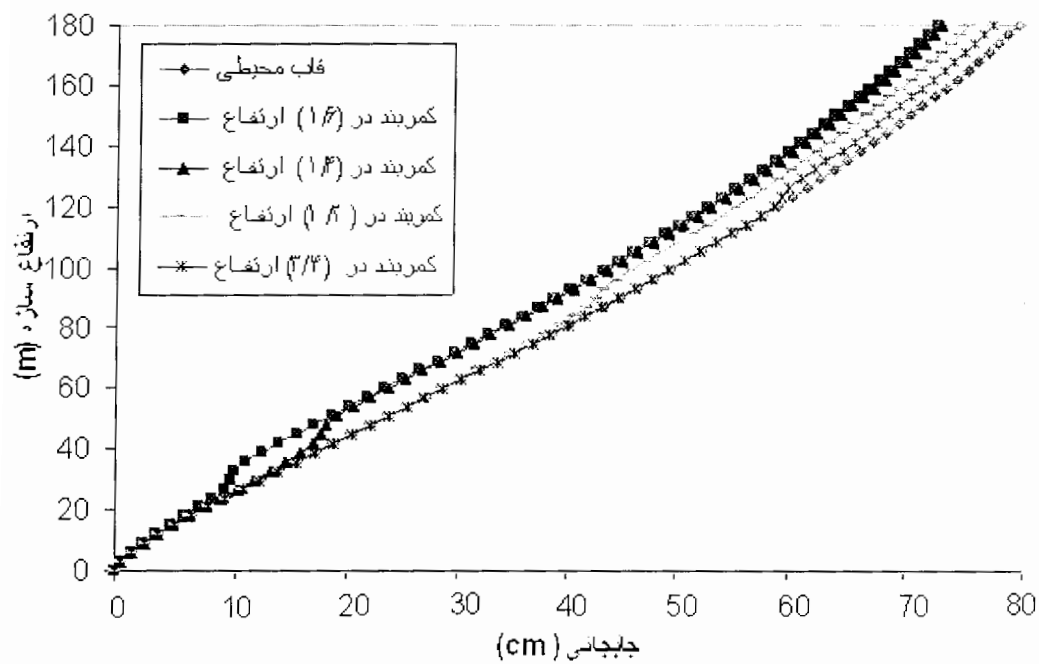
شکل ۵۷-۵. جابجائی سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=5*F.S.)



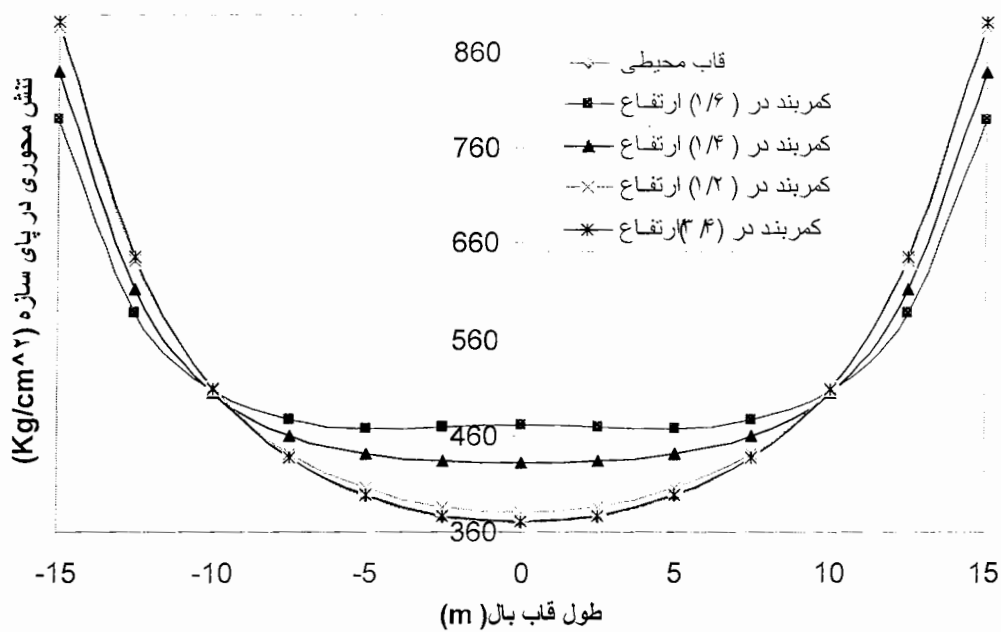
شکل ۵۸-۵. توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



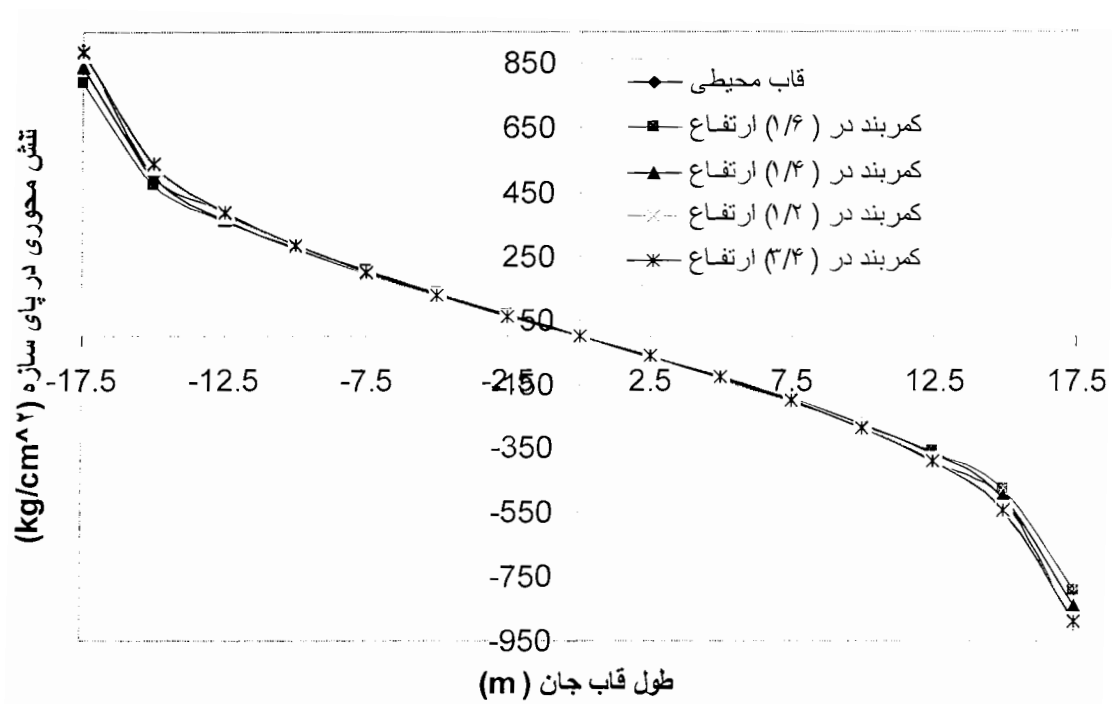
شکل ۵۹-۵. توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



شکل ۵-۶- جابجائی سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



شکل ۵-۶- توزیع تنش در بال سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)



شکل ۵-۶۲. توزیع تنش در جان سیستم ترکیبی شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت (B.S.=۵*F.S.)

جدول ۵-۷. درصد کاهش جابجائی در سازه سی و چهل طبقه تحت بار گسترده یکنواخت و مثلثی

سازه سی طبقه تحت بار گسترده یکنواخت	جابجائی تراز فوقانی (cm)	درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	سازه چهل طبقه تحت بار مثلثی	جابجائی تراز فوقانی (cm)	درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی
قاب محیطی	۶/۴۳		قاب محیطی	۵/۸۰	
کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی	۵/۳۰	۱۷/۵۷	کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی	۴/۸۷	۱۶/۰۳
کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی	۵/۲۱	۱۸/۹۷	کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی	۴/۸۳	۱۶/۷۲
کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی	۵/۵۵	۱۳/۶۸	کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی	۴/۹۹	۱۳/۹۶

جدول ۵-۸. درصد کاهش جابجائی در سازه پنجاه و شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت

سازه پنجاه طبقه تحت بار گسترده یکنواخت	جابجائی تراز فوقانی (cm)	درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی	سازه شصت طبقه تحت بار گسترده یکنواخت	جابجائی تراز فوقانی (cm)	درصد کاهش جابجائی تراز فوقانی
قاب محیطی	۲۵/۷۰		قاب محیطی	۶۲	
کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی	۲۳/۰۲	۱۰/۴۲	کمر بند در $1/6$ سیستم ترکیبی	۵۶	۹/۶۷
کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی	۲۲/۸۹	۱۰/۹۳	کمر بند در $1/4$ سیستم ترکیبی	۵۴	۱۲/۹۰
کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی	۲۳/۹۲	۶/۹۲	کمر بند در $1/2$ سیستم ترکیبی	۵۸	۶/۴۵

فصل هشتم

نتیجه گیری و پیشنهادات

۱-۶ نتیجه گیری ۱۱۳

۲-۶ پیشنهادات برای مطالعات آینده ۱۱۵

۱-۶ نتیجه گیری

در این مجموعه سعی شده تا با انجام مطالعات پارامتریک بر روی سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمربند خریائی، تاثیر این سیستم بر بهبود رفتار قاب محیطی بررسی گردد. با توجه به نتایج بدست آمده از نمودارهای ارائه شده نتایجی که در ادامه می‌آیند، قابل حصول‌اند:

۱- لنگی برش در سازه‌های کوتاه دارای شدت بیشتر و با اهمیت‌تر از سازه‌های بلندمرتبه تر است.
۲- بهترین موقعیت کمربند خریائی در محدوده تراز $\frac{1}{6}$ تا $\frac{1}{4}$ ارتفاع از پای سازه می‌باشد که باعث ایجاد حداکثر کاهش در جابجائی تراز فوقانی می‌گردد و همچنین طبقات بیشتری از این کاهش جابجائی سود می‌برند.

۳- یکنواخت‌ترین توزیع تنش محوری در تراز میانی سازه مربوط به موقعیت کمربند در محدوده $\frac{1}{6}$ تا $\frac{1}{4}$ ارتفاع از پای سازه است.

۴- لنگی برش در قاب بال و در پای سازه به مقدار زیادی کاهش می‌یابد و چون لنگر اعمالی خارجی باید توسط کوپل داخلی ناشی از نیروهای کششی و فشاری در دو سمت مخالف محور خنثی ساختمان تحمل گردد، لنگر مقاوم و در نتیجه صلبیت خمشی سازه به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

۵- تاثیر کمربند خریائی در کاهش جابجائی و لنگی برش با افزایش ارتفاع سازه کم می‌شود. در سازه‌های کوتاه همانند سازه سی طبقه که لنگی برش دارای شدت زیادی می‌باشد.

۶- با توجه به اینکه کمربند خریائی از تیرها و ستونهای قوی و مهاربندی در هر تراز ساخته می‌شود و کسب سختی برشی زیاد مستلزم هزینه است، بهترین و اقتصادی‌ترین سختی کمربند ۴ تا ۶ برابر سختی معادل دو طبقه از سازه قاب لوله‌ای و هسته مرکزی توصیه می‌شود.

۷- به علت افزایش سختی در تراز قرارگیری کمربند خریائی نظم توزیع تنش در این تراز بهم ریخته و از نحوه توزیع تنش محوری در قابهای محیطی تبعیت نمی‌کند.

۸- کمربند خریائی در خطی کردن توزیع تنش قاب جان چندان مؤثر نیست.

۹- قطع کردن هسته برشی در تراز فوقانی کمربند خربائی تاثیر ناچیزی در بهینه شدن رفتار قاب لوله‌ای دارد. بنابراین در صورت عدم نیاز به وجود هسته مرکزی می‌توان آن را در یک طبقه بالاتر از کمربند قطع کرد.

۱۰- با توجه به نتایج بدست آمده بهترین موقعیت مهار کمربندی در سیستم قاب ساده و هسته مرکزی در محدوده $\frac{1}{2}$ تا $\frac{3}{4}$ ارتفاع از پای سازه بود که باعث ایجاد حداکثر کاهش در جابجائی تراز فوقانی سازه می‌شد. لیکن در سازه ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمربند خربائی به علت وجود پدیده لنگی برش بهترین موقعیت کمربند جهت ایجاد حداکثر کاهش در جابجائی تراز فوقانی سازه، محدوده $\frac{1}{6}$ تا $\frac{1}{4}$ از پای سازه است.

۶-۲ پیشنهادات برای مطالعات آینده

۱- روش ارائه شده جهت آنالیز سیستم ترکیبی قاب محیطی، هسته مرکزی و کمربند خربائی را می‌توان برای سازه‌هایی با چند کمر بند خربایی بررسی نمود و مکان بهینه آن کمربندها و همچنین تاثیر آنها بر تغییر مکان جانبی و تاثیر سختی آنها بر تغییر مکان جانبی سازه را بررسی کرد.

۲- علاوه بر کمربند خربائی و هسته مرکزی طرح مناسب دیگر در جهت کاهش جابجائی و لنگی برش، ایجاد مهارهای مورب در سطوح خارجی قاب محیطی است. یکی دیگر از روشهای قابل بررسی ارائه مدل تحلیلی مناسب در خصوص آنالیز این قابها به همراه مهارهای مورب است که این مدل نیز با روش جمع آثار قوا قابل ارائه است. ابتدا قاب محیطی با روش مناسبی تحلیل گردیده و سپس برای مهارهای مورب مدلی که دارای آثار متناظر با آن باشد پیشنهاد شود، سپس با نوشتن شرایط سازگاری تغییر شکلها روابط مناسبی برای سیستم تهیه شود.

مراجع

- ١- Coull, A., and Bose, B., “ Simplified Analysis of Frame - Tube Structures.”, Journal of Structural Division., Vol. ١٠١, No. ST ١١, ١٩٧٥, pp. ٢٢٢٣-٢٢٤٠.
- ٢- Coull, A., and Ahmed, K.A., “ Deflection of Framed - Tube Structures.”, Journal of Structural Division., Vol. ١٠٤, No. ST ٥, ١٩٧٨, pp. ٨٥٧-٨٦٢.
- ٣- Kwan, A.K.H., “ Simple Method for Approximate Analysis of Framed Tube Structures.”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. ١٢٠, No. ٤, ١٩٩٤, pp. ١٢٢١-١٢٣٩.
- ٤- Connor, J.J., and Pouangare, C.C., “ Simple Model for Design of Framed - Tube Structures.”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. ١١٧, No. ١٢, ١٩٩١, pp. ٣٦٢٣-٣٦٤٣.
- ٥- Takabatake, H., Mukai, K., and Hirano, T., “ Doubly Symmetric Tube Structures I: Static Analysis.”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. ١١٩, No. ٧, ١٩٩٣, pp. ١٩٨١-٢٠٠١.
- ٦- Takabatake, H., Mukai, K., and Hirano, T., “ Doubly Symmetric Tube Structures II: Dynamic Analysis.”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. ١١٩, No. ٧, ١٩٩٣, pp. ٢٠٠٢-٢٠١٤.
- ٧- Coull, A., and Subedi, k., “ Framed - Tube Structures for High Rise Buildings.”, Journal of Structural Division., Vol. ٩٧, No. ST٨, ١٩٧١, pp. ٢٠٩٧-٢١٠٥.

- ۸- Spires, D., and Arora, J.S., "Optimal Design of Tall RC - Framed Tube Buildings.", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. ۱۱۶, No. ۴, ۱۹۹۰, pp. ۸۷۷-۸۹۷.
- ۹- Haji-Kazemi, H., "Exact Method of Analysis of Shear Lag in Framed Tube Structures.", Journal of Structural Design of Tall Buildings, John Wiley & Sons, Ltd., Vol. ۱۱, ۲۰۰۲, pp. ۳۷۵-۳۸۸
- ۱۰- Smith, S., Coull, A., "Tall Building Structures.", McGraw Hill Book Company, ۱۹۹۶.
- ۱۱- Taranath, B.S., "Analysis and Design of Tall Buildings.", McGraw Hill Book Company, ۱۹۸۸.
- ۱۲- ناطق الهی، فریبرز، و کاکوند اسدی، رضا، "رفتار و طراحی سازه‌ای ساختمانهای بلند"، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۵.
- ۱۳- Lee, K., Loo, C., and Guan, H., "Simple Analysis of Framed - Tube Structures with Multiple Internal Tubes.", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. ۱۲۷, No. ۴, ۲۰۰۱, pp. ۴۵۰-۴۶۰.
- ۱۴- Lee, K., Lee, L., Lee, E., "Prediction of Shear Lag Effects in Framed Tube Structures with Internal Tubes.", Journal of Structural Design of Tall Buildings, John Wiley & Sons, Ltd., Vol. ۱۱, ۲۰۰۲, pp. ۷۳-۹۲
- ۱۵- Mendis, p., "Warping Analysis of Concrete Cores.", Journal of Structural Design of Tall Buildings, John Wiley & Sons, Ltd., Vol. ۱۰, ۲۰۰۱, pp. ۴۳-۵۲.

١٦- Kwan, A.K.H., “ Shear Lag In Shear/Core Walls.”, Journal of Structural Engineering, ASCE,

Vol. ١٢٢, No. ٩, ١٩٩٤, pp. ١٠٩٧-١١٠٤.

١٧- Coull, A., and Otto Lau, W.H., “ Analysis of Multioutrigger - Braced Structures.”, Journal of

Structural Engineering, ASCE, Vol. ١١٥, No. ٧, ١٩٨٩, pp. ١٨١١-١٨١٤.

١٨- Moudaress, F.R., “ Outrigger - Braced Coupled Shear Walls.”, Journal of Structural Engineering ,

ASCE, Vol. ١١٠, No. ١٢, ١٩٨٤, pp. ٢٨٧٤-٢٨٩٠.

١٩- Schueller, W., “ High - Rise Building Structures.”, Wiley, New york, ١٩٧٧.

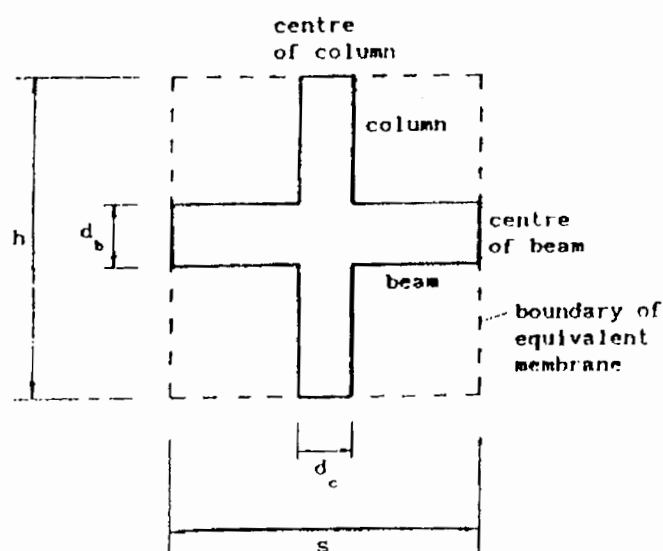
پوست الف

خواص معادل اعضاء و پانلها

محاسبه خواص معادل اعضاء و پانلها

۱- خواص معادل اعضاء

در شکل (الف-۱) یک قطعه از قاب لوله‌ای وجود دارد که از محور تیرها و ستونها مرزبندی شده است. حال باید مشخصات هندسی پانلی با ابعاد s و h را بدست آورد که معادل این بخش از تیر و ستون باشد.



شکل (الف-۱) بخش واحدی از قاب لوله‌ای [۳]

۲- سختی محوری

تحت تغییر شکل ناشی از نیروهای عمودی هر دو بخش (پانل معادل تیر و ستون) باید تغییر شکل یکسانی داشته باشند بنابراین:

$$ESt = E_m A_c \quad (\text{الف-۱})$$

که در آن:

E = مدول الاستیسیته معادل پانل، t = ضخامت معادل پانل، E_m = مدول الاستیسیته اعضاء و A_c = سطح مقطع یک ستون.

اگر مدول الاستیسیته در پانل معادل و تیر و ستون برابر در نظر گرفته شود ضخامت پانل عبارتست از:

$$t = \frac{A_c}{S} \quad (\text{الف-۲})$$

$$E = E_m \quad (\text{الف-۳})$$

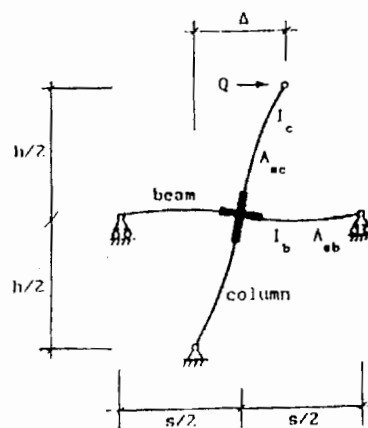
۳- سختی برشی

در شکل (الف-۲) بخشی از تیر و ستونها مشاهده می‌گردد که تحت بار جانبی Q قرار گرفته است. تغییر شکل شامل دو بخش تغییر شکل خمشی و برشی است که عبارتند از:

$$\frac{\Delta_b}{Q} = \frac{(h-d_b)^3}{12E_m I_c} + \left(\frac{h}{S}\right)^2 \frac{(S-d_c)^3}{12E_m I_b} \quad (\text{الف-۴})$$

$$\frac{\Delta_b}{Q} = \frac{(h-d_b)}{G_m A_{sc}} + \left(\frac{h}{S}\right)^2 \frac{(S-d_c)}{G_m A_{sb}} \quad (\text{الف-۵})$$

که در آن I_c و I_b = ممان اینرسی تیر و ستونها، A_{sc} و A_{sb} = سطح برشی مؤثر مقطع تیر و ستون، G_m = مدول برشی.



شکل (الف-۲) بخشی از قاب تحت نیروی برشی [۳]

مجموع دو تغییر شکل فوق باید با تغییر شکل پانل فرضی تحت بار Q برابر باشد پس:

$$Q \frac{h}{GSt} = \Delta_b + \Delta_s \quad (\text{الف-۶})$$

بنابراین مدول برشی عبارتست از:

$$G = \frac{h/St}{\frac{\Delta_b}{Q} + \frac{\Delta_c}{Q}} \quad (\text{الف-۷})$$

Abstract

A framed- perimeter system consists of closely spaced perimeter columns tied at each floor level by deep spandrel beams. Several tall buildings with different heights were analyzed by SAP2000 software. A perimeter frame, a central core, and a truss belt are forming the lateral resisting system of these high rise buildings. Changing The location of the truss belt its effect lateral deflection and stress distribution of the perimeter frame is studied and the best location of the truss belt is achieved the most economical stiffness of the truss belt has been founded by changing the cross-sectional area when it's position was fixed. Then the optimum location of two truss belts in tall buildings and the effect of tearing the shear core at the top level of truss belt are studied.