دانشگاه صنعتی امیر کبیر (پلی تکنیک تهران)

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

توزیع بهینه تغییر شکل در طراحی ظرفیت قابهای خمشی و مهاربندی فولادی

توسط:

امیر مشرف

استاد راهنما:

دکتر تهرانیزاده

پاییز ۱۳۸۷

دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی‌تکنیک تهران)

بسمه تعالی

فرم اطلاعات پایان‌نامه
کارشناسی- ارشد و دکترا

تاریخ:
شماره:

معاونت پژوهشی
فرم پروژه تحصیلات تکمیلی ۷

مشخصات دانشجو:

نام و نام خانوادگی: امیر مشرف | دانشجوی آزاد ● | بورسیه ○ | معادل ○

شماره دانشجوئی:۸۵۱۲۴۰۱۹ | دانشکده: مهندسی عمران و محیط زیست | رشته تحصیلی: مهندسی زلزله | گروه:سازه و زلزله

مشخصات استاد راهنما:

نام و نام خانوادگی: دکتر محسن تهرانی زاده | درجه و رتبه: استاد

نام و نام خانوادگی: | درجه و رتبه:

مشخصات استاد مشاور:

نام و نام خانوادگی: | درجه و رتبه:

نام و نام خانوادگی: | درجه و رتبه:

عنوان پایان‌نامه به فارسی : توزیه بهینه تغییر شکل در طراحی ظرفیت قابهای خمشی ئ مهاربندی فولادی

عنوان پایان‌نامه به انگلیسی:Optimal drift distribution in moment and bracing steel frame using capacity design

نوع پروژه: کارشناسی○ | ارشد● | دکترا ○ | سال تحصیلی ۸۷-۸۸:

کاربردی ● | بنیادی ○ | توسعه‌ای ○ | نظری○

تاریخ شروع :۸۶/۵ | تاریخ خاتمه :۸۷/۹/۱۲ | تعداد واحد : ۶ | سازمان تأمین کننده اعتبار :

واژه‌های کلیدی به فارسی: مفصل پلاستیک،آنالیز استاتیکی غیر خطی،توابع هدف، آنالیز حساسیت

واژه‌های کلیدی به انگلیسی :Plastic Hinge, Pushover Analysis, Objective Function, Sensitivity Analysis

مشخصات ظاهری	تعداد صفحات ۱۷۱	تصویر○ جدول● نمودار ● نقشه ○ واژه‌نامه ○		تعداد مراجع ۲۶	تعداد صفحات ضمائم
زبان متن	فارسی ●	انگلیسی ○	چکیده	فارسی ●	انگلیسی ●
یادداشت					

نظرها و پیشنهادها به منظور بهبود فعالیت‌های پژوهشی دانشگاه

استاد:

دانشجو:

امضاء استاد راهنما: **تاریخ:**

۱ : ارائه به معاونت پژوهشی به همراه یک نسخه الکترونیکی از پایان‌نامه و فرم اطلاعات پایان‌نامه بصورت PDF همراه چاپ چکیده (فارسی انگلیسی) و فرم اطلاعات پایان‌نامه
۲ : ارائه به کتابخانه دانشکده (شامل دو جلد پایان نامه به همراه نسخه الکترونیکی فرم در لوح فشرده طبق نمونه اعلام شده در صفحه خانگی کتابخانه مرکزی)

فهرست مطالب

فهرست مطالب ۲

فهرست جداول ۶

فهرست اشکال ۷

لیست علائم ۱۰

فصل اول ۱۳

مقدمه ۱۳

۱-۱ طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد ۱۴

۱-۲ آنالیز استاتیکی غیر خطی ۱۵

۱-۲-۱ روش آنالیز Pushover متداول ۱۵

۱-۳ بهینه سازی سازه ها (تاریخچه) ۱۶

۱-۴ بهینه سازی طراحی لرزه ای ۱۷

۱-۵ بیان مساله ۱۸

۱-۶ فرضیات ۱۹

۱-۷ شرح فصول ۲۰

فصل دوم ۲۱

آنالیز استاتیکی غیرخطی اصلاح شده جهت طراحی بر اساس عملکرد ۲۱

۲- ۱ آنالیز غیر خطی ۲۱

۲- ۲ آنالیز Pushover کنترل شونده با بار و تغییر مکان ۲۲

۲- ۳ بارهای لرزه ای بکار رفته درآنالیز Pushover ۲۳

۲- ۴ آنالیز Pushover با استفاده از مفهوم اتصال نیمه صلب ۲۴

۲- ۴- ۱ آنالیزاتصالات نیمه صلب ۲۵

۲- ۴- ۲ آنالیز پس الاستیک ۲۶

۲- ۴- ۳ آنالیز بار افزون ۲۸

۲- ۴- ۴ ناحیه تنش ترکیبی ۲۹

پیوست ۲- الف ۳۱

پریود الاستیک سازه ۳۱

پیوست ۲- ب ۳۴

ماتریسهای اصلاح : C_s و C_g ۳۴

فصل سوم ۳۶

مسئله بهینه سازی ۳۶

۳- ۱ سطوح عملکرد طراحی ۳۶

۳- ۲ فرمولبندی مساله بهینه سازی ۳۸

۳- ۲- ۱ توابع هدف ۳۸
۳- ۲- ۲ متغیرهای طراحی ۴۱
۳- ۲- ۳ قیود طراحی ۴۳
۳) قیود جانبی ۴۶
۳- ۲- ۴ روابط حاکم و روش حل ۴۶
فصل چهارم ۵۰
آنالیز حساسیت ۵۰
۴ -۱ مقدمه ۵۰
۴ -۲ آنالیز حساسیت توابع هدف خسارت ۵۲
۴- ۳ آنالیز حساسیت تغییر مکان طبقات ۵۳
۴- ۴ حساسیت بارهای گره ای ۶۰
۴- ۵ مراحل آنالیز حساسیت ۶۲
پیوست ۴- الف ۶۴
مشتق ماتریسهای اصلاح : C_s و C_g ۶۴
فصل پنجم ۶۷
الگوریتم بهینه سازی ۶۷

۵- ۱ مدل طراحی بهینه ۶۷
۵- ۲ روش بهینه سازی دوگانه برای متغیرهای پیوسته ۷۱
فصل ششم ۷۷
مدلسازی و بیان نتایج ۷۷
۶- ۱ قاب خمشی سه طبقه ۷۷
۶- ۲ قاب خمشی پنج طبقه ۷۹
۶- ۳ قاب خمشی نه طبقه ۸۰
۶- ۴ قاب مهاربندی سه طبقه ۸۲
۶- ۵ قاب مهاربندی پنج طبقه ۸۳
۶- ۶ قاب مهاربندی نه طبقه ۸۴
۶- ۷ طراحی سازه ها بر مبنای توزیع یکنواخت انرژی در طبقات ۸۵
فصل هفتم ۱۶۸
نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات ۱۶۸
۷- ۱ نتیجه گیری ۱۶۸
۷- ۲ پیشنهادات برای پژهشهای بعدی ۱۶۹
فهرست منابع ۱۷۰

فهرست جداول

جدول ۳- ۱ مقادیر C_1 تا C_7 جهت پروفیلهای بال پهن (Gong, 2003)..... ۴۲

جدول ۳- ۲ حد بالا وپائین سطح مقطع پروفیلهای بال پهن(AISC)..... ۴۶

جدول ۶- ۱ ضریب کارایی، قاب سه طبقه خمشی فولادی..... ۱۱۴

جدول ۶- ۲ سطح مقطع بهینه اعضا، قاب سه طبقه خمشی فولادی..... ۱۱۴

جدول ۶- ۳ ضریب کارایی، قاب پنج طبقه خمشی فولادی..... ۱۲۵

جدول ۶- ۴ سطح مقطع بهینه اعضا، قاب پنج طبقه خمشی فولادی..... ۱۲۵

جدول ۶- ۵ ضریب کارایی، قاب نه طبقه خمشی فولادی..... ۱۳۳

جدول ۶- ۶ سطح مقطع بهینه اعضا، قاب نه طبقه خمشی فولادی..... ۱۳۳

جدول ۶- ۷ سطح مقطع بهینه اعضا، قاب سه طبقه مهاربندی فولادی..... ۱۴۴

جدول ۶- ۸ سطح مقطع بهینه اعضا، قاب پنج طبقه مهاربندی فولادی..... ۱۵۵

جدول ۶- ۹ سطح مقطع بهینه اعضا، قاب نه طبقه مهاربندی فولادی..... ۱۶۶

فهرست اشکال

شکل ۲- ۱ طیف پاسخ شتاب زلزله (FEMA-273, 1997) ۲۳

شکل ۲- ۲ عضو با اتصال نیمه صلب (Monfortoon and Wu, 1963) ۲۵

شکل ۲- ۳ چرخش انتهایی و ضریب سختی عضو با اتصال نیمه صلب(Hasan et al. 2002) ۲۶

شکل ۲- ۴ تغییرات منحنی ممان – دوران در ناحیه پس الاستیک (Hasan et al., 2002) ۲۷

شکل ۲- ۵ ترکیب ممان خمش و بار محوری (Hasan et al. 2002) ۲۹

شکل ۲- الف ۱ سیستم چند درجه آزادی و سیستم یک درجه آزادی معادل (Chopra; 2001) ۳۲

شکل ۳- ۱ نمودار I-A (Gong; 2003) ۴۲

شکل ۳- ۲ نمودار S-A (Gong; 2003) ۴۲

شکل ۳- ۳ نمودار Z-1/A (Gong; 2003) ۴۲

شکل ۶- ۱ قاب خمشی فولادی سه طبقه ۸۸

شکل ۶- ۲ منحنی ظرفیت مراحل بهینه سازی قاب خمشی سه طبقه فولادی(۱ – ۶۶) ۱۰۵

شکل ۶- ۳ توالی کاهش وزن و افزایش شاخص خسارت، قاب خمشی سه طبقه فولادی $\omega_1=1$ ۱۰۶

شکل ۶- ۴ توالی کاهش وزن و افزایش شاخص خسارت، قاب خمشی سه طبقه فولادی $\omega_2=0.05$ ۱۰۷

شکل ۶- ۵ توالی کاهش وزن و افزایش شاخص خسارت، قاب خمشی سه طبقه فولادی $\omega_3=0.06$ ۱۰۸

شکل ۶- ۶ شتاب حرکت زمین در زلزله Erzincan با احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال ۱۰۹

شکل ۶- ۷ پاسخ تغییر مکان قاب خمشی سه طبقه فولادی بدست آمده از آنالیز دینامیکی غیر خطی با مفاصل گسترده، $\omega_1=1$ ۱۰۹

شکل ۶- ۸ پاسخ تغییر مکان قاب خمشی سه طبقه فولادی بدست آمده از آنالیز دینامیکی غیر خطی با مفاصل گسترده، $\omega_2=0.05$ ۱۱۰

شکل ۶- ۹ پاسخ تغییر مکان قاب خمشی سه طبقه فولادی بدست آمده از آنالیز دینامیکی غیر خطی با مفاصل گسترده، $\omega_3=0.06$ ۱۱۰

شکل ۶- ۱۰ توزیع سختی در ارتفاع طبقات قاب خمشی سه طبقه فولادی ۱۱۱

شکل ۶- ۱۱ توزیع تغییر مکان بین طبقه ای در ارتفاع قاب خمشی سه طبقه فولادی ۱۱۳

شکل ۶- ۱۲ قاب خمشی پنج طبقه فولادی ۱۱۵

شکل ۶- ۱۴ پاسخ تغییر مکان قاب خمشی پنج طبقه فولادی بدست آمده از آنالیز دینامیکی غیر خطی با مفاصل گسترده، $\omega_1=1$ ۱۲۱

شکل ۶- ۱۵ پاسخ تغییر مکان قاب خمشی پنج طبقه فولادی بدست آمده از آنالیز دینامیکی غیر خطی با مفاصل گسترده، $\omega_2=0.05$ ۱۲۱

شکل ۶- ۱۶ پاسخ تغییر مکان قاب خمشی پنج طبقه فولادی بدست آمده از آنالیز دینامیکی غیر خطی با مفاصل گسترده، $\omega_3=0.06$ ۱۲۲

شکل ۶- ۱۷ توزیع سختی در ارتفاع طبقات قاب خمشی پنج طبقه فولادی ۱۲۲

شکل ۶- ۱۸ توزیع تغییر مکان بین طبقه ای در ارتفاع قاب خمشی پنج طبقه فولادی(۱-۴) ۱۲۴

شکل ۶- ۱۹ قاب خمشی نه طبقه فولادی ۱۲۶

شکل ۶- ۲۰ منحنی ظرفیت مراحل بهینه سازی قاب خمشی نه طبقه فولادی(۱ – ۱۲) ۱۲۹

شکل ۶- ۲۱ توزیع سختی در ارتفاع طبقات قاب خمشی نه طبقه فولادی ۱۳۰

شکل ۶- ۲۲ توزیع تغییر مکان بین طبقه ای در ارتفاع قاب خمشی نه طبقه فولادی (۱-۴) ۱۳۲

شکل ۶- ۲۳ قاب سه طبقه مهاربندی فولادی ۱۳۴

شکل ۶- ۲۴ منحنی ظرفیت مراحل بهینه سازی قاب مهاربندی سه طبقه فولادی(۱ – ۲۴) ۱۴۰

شکل ۶- ۲۵ توزیع سختی در ارتفاع طبقات قاب مهاربندی سه طبقه فولادی ۱۴۱

شکل ۶- ۲۶ توزیع تغییر مکان بین طبقه ای در ارتفاع قاب مهاربندی سه طبقه فولادی (۱-۴) ۱۴۳

شکل ۶- ۲۸ منحنی ظرفیت مراحل بهینه سازی قاب مهاربندی پنج طبقه فولادی(۱ – ۲۴) ۱۵۱

شکل ۶- ۲۹ توزیع سختی در ارتفاع طبقات قاب مهاربندی پنج طبقه فولادی ۱۵۲

شکل ۶- ۳۰ توزیع تغییر مکان بین طبقه ای در ارتفاع قاب مهاربندی پنج طبقه فولادی (۱-۴) ۱۵۴

شکل ۶- ۳۱ قاب نه طبقه مهاربندی فولادی ۱۵۶

شکل ۶- ۳۲ منحنی ظرفیت مراحل بهینه سازی قاب مهاربندی نه طبقه فولادی(۱ – ۲۴) ۱۶۲

شکل ۶- ۳۳ توزیع سختی در ارتفاع طبقات قاب مهاربندی نه طبقه فولادی ۱۶۳

شکل ۶- ۳۴ توزیع تغییر مکان بین طبقه ای در ارتفاع قاب مهاربندی نه طبقه فولادی (۱-۴) ۱۶۵

شکل ۶- ۳۵ طیف شاخص تغییر مکان نسبی (Bozorgnia and Bertero, 2004) ۱۶۷

لیست علائم

α	دوران الاستیک انتهای عضو
β	دوران الاستیک انتهای عضو همرا با دوران اتصال
γ_j	ضریب تابع هدف
Δ	تغییر مکان بام
δ_s^i	تغییر مکان بین طبقه ای تراز s
$\overline{\delta}_s^i, \overline{\Delta}$	تغیر مکان مجاز بین طبقه ای و بام
ξ	ضریب تنش ترکیبی
η	ضریب شکل
θ	نسبت تغییر مکان بین طبقه ای
λ_b	بردار متغیر دوگانه
λ	ضربگر لاگرانژ
μ	ضریب بکاررفته در تعیین پروفیل توزیع بار در ارتفاع
ρ	چگالی مصالح
σ_y	تنش جاری شدن
σ_{ye}	تنش جاری شدن مورد انتظار
τ	طول گام جستجوی خطی
ϕ_i	شکل مدی i–ام
ϕ	چرخش پلاستیک در اتصال نیمه صلب
ϕ_p	چرخش پلاستیک
ω	فرکانس سازه
$\omega_1, \omega_2, \omega_3$	ضریب مشارکت توابع هدف
£	تابع لاگرانژ
$\psi()$	تابع دوگانه
1	بردار واحد
A_j	سطح مقطع المان j–ام
b_l	بردار بولین
C_s, C_g	شاخص گام طراحی
C_v	ماتریسهای اصلاح
c_{jl}	ضریب توزیع بار در ارتفاع
D	ماتریس بولین
E	مدول یانگ

F	بردار نیروهای داخلی
F_a, F_v	ضریب اثر خاک در محاسبه بار زلزله
f	بردار نیرویی اعضا در دستگاه مختصات محلی
f_s	ضریب شکل مقطع
G_j	ماتریس سختی هندسی
G_s, G_k	وزن لرزه ای طبقه s–ام و k–ام
$g_l()$	تابع قید l–ام
g_l^U	حد بالایی قید l–ام
$H\psi()$	ماتریس هسیان تابع دوگانه
H_s, H_k	ارتفاع تراز طبقه s–ام و k–ام از تراز پایه
h_s	ارتفاع طبقه s–ام
I	ممان اینرسی
i	شاخص سطح عملکرد
j	شاخص المان
K_j	ماتریس سختی المان j–ام
K^r	ماتریس سختی سیستم یک درجه آزادی معادل
k	شاخص المان یا طبقه
L_j	طول المان j–ام
l	شاخص قیود
M	ماتریس جرم متمرکز
M_{eq}	ممان معادل تنشهای ترکیبی
M_{jn}	ممان خمشی المان j–ام در انتهای n–ام
M_P	ظرفیت ممان پلاستیک
M_y	ممان جاری شدن
m	شاخص گام بارگذاری
m^r	جرم سیستم یک درجه آزادی معادل
m_s	جرم لرزه ای طبقه s–ام
N_j	نیروی محوری المان j–ام
N_P	ظرفیت نیروی محوری
n	شاخص انتهای اعضا
ne	تعداد المانها
nr	تعداد ردیف ستونها
ns	تعداد طبقات
OBJ	تابع هدف

OBJ_1	تابع هدف وزن
OBJ_2	تابه هدف تغییر مکان یکنواخت
OBJ_3	تابع هدف انرژی یکنواخت
P	بردار نیروهای گره ای
P_l	بردار نیروهای جانبی
P_g	بردار نیروهای ثقلی
p^r	نیروی جانبی سیستم یک درجه آزادی معادل
p_s	نیروی جانبی وارد بر طبقه s–ام
p	ضریب پلاستیک
q	شاخص قیود
R	ماتریس سختی دورانی
r	ضریب سختی
S	ماتریس سختی الاستیک
s	شاخص طبقه
T	ماتریس انتقال
T_e	پریود الاستیک
T_0	پریود انتقال از ناحیه شتاب ثابت به سرعت ثابت در طیف پاسخ شتاب
t	تعداد قیود حالت
u	بردار تغییر مکان
V_b	برش پایه
$W_{\max}$	ماکزیمم وزن
x_j	متغیر طراحی
Z	مدول پلاستیک

فصل اول

مقدمه

در گذشته، طراحی سازه ها بر اساس معیار مقاومت صورت میگرفت. پس از وقوع زلزله های اخیر همچون زلزله نورتریج کالیفرنیا در سال ۱۹۹۴ و زمین لرزه کوبه ژاپن در سال ۱۹۹۵، محققین دریافتند سازه هایی که با آئین نامه های متداول طراحی شده اند از لحاظ تامین امنیت و سلامت جانی ساکنین عملکرد خوبی از خود نشان داده اند، ولی میزان خسارت و آسیب وارده بر سازه ها، مخصوصا سازه هایی که از لحاظ اقتصادی یا کارائی حائز اهمیت بوده اند، بطور غیر مترقبه ای بالا بوده است. بنابراین تحقیقات وسیعی جهت اعمال همزمان مقاومت و شکل پذیری در طراحی صورت گرفت که نتیجه آن پیدایش مفهوم طراحی بر اساس عملکرد در آئین نامه های امروز بوده است.
طراحی بر اساس عملکرد مفهوم نسبتا تازه ای در مهندسی زلزله بوده و به سرعت در حال گسترش در تمام وجوه حرفه ای میباشد. استفاده کاربردی از مفهوم طراحی بر اساس عملکرد برای اولین بار توسط سازمان مدیریت بحران فدرال(FEMA) ، انجمن مهندسین سازه کالیفرنیا(SEAOC) ، انجمن مهندسی کاربردی(ATC) و مرکز تحقیقات مهندسی زلزله دانشگاه کالیفرنیا(CUREE) در دستورالعملهای ارائه شده برای مقاوم سازی سازه های موجود مطرح گردید. مفاهیم و ضوابط ارائه شده در این دستورالعملها همچنین میتواند در طراحی بر اساس عملکرد سازه های نوین بکار رود(Krawinkler, 1998; FEMA-350, 2000).

این روش طراحی، شامل مراحلی بوده که سبب میشود سازه رفتار و عملکرد مشخصی را در برابر زلزله با شدت معلوم از خود نشان دهد لذا آنالیز غیرخطی بعنوان یک وسیله برای ارزیابی تقاضای لرزه ای سازه در سطوح عملکرد

مختلف مورد نیاز است. در میان آنالیزهای غیر خطی موجود، آنالیز استاتیکی غیرخطی (Pushover) بدلیل سادگی و توانایی در تخمین تغییر شکل اعضا جایگاه ویژه ای در آئین نامه ها به خود اختصاص داده است.
آنالیز Pushover در واقع یک روند پیشرو بوده که در آن سازه تحت بارهای جانبی افزایشی باگامهای یکسان در هر مرحله تا رسیدن به نقطه هدف مورد نظر که معمولا تغییر مکان بام است قرار داده میشود.

۱-۱ طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد

هدف اولیه از طراحی بر اساس عملکرد، طراحی سازه به گونه ایست که رفتار مشخصی را در برابر سطوح مختلف خطر از خود نشان دهد. بر این اساس سطح عملکرد طراحی به صورت رفتاری که انتظار میرود سازه در برابر زلزله با شدت مشخصی از خود نشان دهد تعریف میشود.
ترکیبی از رفتار اعضای سازه ای و غیر سازه ای بیان کننده عملکرد کلی ساختمان در برابر زلزله میباشد. این سطوح عملکرد به صورت حالات خسارتی گسسته از میان بینهایت طیف خسارت که ممکن است در سازه تحت زلزله رخ دهد انتخاب شده اند. بر این اساس در بسیاری از دستورالعملهای طراحی(Vision 2000, 1995; FEMA-273, 1997) چهار سطح عملکرد به صورت زیر برا ی سازه تعریف میگردد:
بهره برداری (Operational, OP)، کاربری بی وقفه (Immediate Occupancy, IO)، ایمنی جانی (Life Safety, LS) و آستانه فروریزش(Collapse Prevention, CP). در سطح عملکرد بهره برداری، ساختمان بدون خسارت و یا دارای خسارت جزئی در اعضای سازه ای و غیر سازه ای بوده و امکان بهره برداری عادی از آن وجود دارد. ساختمان در سطح عملکرد کاربری بی وقفه، بدون خسارت و یا دارای خسارت جزئی در اعضای سازه ای بوده و خسارات کمی به اعضای غیر سازه ای وارد میشود. سیستمهای غیر سازه ای ممکن است بدلیل خسارات وارد بر تاسیسات برقی و تجهیزات قابل استفاده نباشند. ساختمان در سطح عملکرد ایمنی جانی خسارات شدیدی را در اعضای سازه ای و غیر سازه ای خود تجربه کرده و در عین حال که خطر خسارات جانی کم میباشد ولی برای کاربری مجدد نیاز به تعمیرات وسیعی است. سطح عملکرد آستانه فروریزش در صورت وقوع واژگونی های محلی و کلی رخ داده و سازه مقاومت خود را در برابر نیروهای جانبی از دست میدهد ولی همچنان اعضای اصلی سیستم انتقال بار ثقلی، قادر به تحمل بارهای ثقلی میباشند.
تعاریف بالا از سطوح عملکرد به صورت کیفی بوده و فقط برای درک مالک جهت انتخاب سطح عملکرد مورد نظر مناسب میباشد. برای مهندسین طراح، این تعاریف به صورت پارامترهای کمی مانند تغییر مکان بام، تغییر مکان بین طبقه ای، چرخش پلاستیک و ظرفیت مقاومتی بیان میگردد. در سطح عملکرد بهره برداری و کاربری بی وقفه سازه تغییر شکلهای پلاستیک ناچیزی را تجربه کرده و در ناحیه خطی باقی مانده و یا به مقدار ناچیز وارد ناحیه غیر خطی

میشود. حال آنکه در سطح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش تغییر مکانهای بین طبقه ای و رفتار غیر خطی تعیین کننده خسارت وارده میباشند.

۱-۲ آنالیز استاتیکی غیر خطی

با گسترش روش طراحی بر اساس عملکرد نیاز به روش آنالیزی که بتواند رفتار سازه را با تقریب مناسبی بیان کننده احساس گردید. چهار روش آنالیز ممکن عبارتند از: آنالیز استاتیکی خطی، آنالیز دینامیکی خطی، آنالیز استاتیکی غیر خطی(Pushover) و آنالیز دینامیکی غیر خطی(FEMA-273, 1997) آنالیزهای خطی ساده بوده ولی از آنجا که انتظار میرود همگی اعضا در محدوده خطی تغییر شکل دهند غیر واقعی میباشد. استفاده از روش آنالیز دینامیکی غیر خطی بدلیل سختی محاسبات و کمبود زمان لازم برای انجام آنها در بسیاری از مسائل قابل استفاده نمیباشد. از آنالیز Pushover اغلب به عنوان یک روش قابل قبول و جایگزین مناسب برای آنالیز دینامیکی یاد میشود. این امر بدلیل سادگی روش در تخمین تقاضای تغییر شکل اعضا و سیستم، بدون نیاز به انجام محاسبات پیچیده میباشد. هر چند که محدودیتی در استفاده از آنالیز Pushover وجود ندارد ولی پاسخهای آنالیز برای ساختمانهای بلند مرتبه که اثر مدهای بالاتر مهم میگردد همراه با تقریب زیادی میباشد.

۱-۲-۱ روش آنالیز Pushover متداول

روش آنالیز استاتیکی Pushover یک روند غیر خطی بوده که در آن سازه را تحت بارهای ثقلی به همراه بارهای جانبی افزایش در گامهای یکسان جهت رسیدن به تغییر مکان هدف مورد نظر که معولا تغییر مکان بام است قرار میدهند. تغییر مکان هدف ماکزیمم تغییر مکان محتملی است که سازه در برابر زلزله طراحی تجربه میکند و سطوح عملکرد گوناگون تغییر مکانهای هدف متفاوتی را در برابر زلزله با شدتهای مختلف دارا میباشند. تغییر شکلهای سازه ای و نیروهای داخلی همواره در طول آنالیز مورد باز نگری قرار میگیرند و اجازه جاری شدن و شکست متوالی به اعضا داده میشود همچنین میتوان توزیع تغییر مکان غیر خطی را در ارتفاع سازه به همراه مکانیزم شکست تعیین نمود. تقاضای مقاومت و شکلپذیری در تغییر مکان هدف (و یا برش پایه هدف) بعنوان معیار پذیرش طراحی سازه مورد استفاده قرار میگیرد. منحنی تغییر مکان بام- برش پایه، منحنی ظرفیت، بعنوان اولین نتیجه آنالیز Pushover بیانگر رفتار کلی ساختمان میباشد.

توزیع بار جانبی در آنالیز Pushover با این فرض تعیین میشود که رفتار کلی سازه تحت فقط یک مد ارتعاشی کنترل میگردد و این مد ارتعاشی در کل پاسخ تاریچه زمانی ثابت است. از آنجا که معمولا مد اول ارتعاشی بعنوان مد غالب سازه های چند درجه آزادی در نظر گرفته میشود استفاده از آنالیز Pushover متداول جهت تحلیل سازه های کوتاه مرتبه و یا میان مرتبه مناسب است.

مراحل روش آنالیز استاتیکی Pushover اولین بار توسط سعیدی و سوزن (Saiidi and Sozen) ارائه شد و توسط لاسون (Lawson) ، کیلار و فیفر (Kilar anf Fajfar)، گاپتا و کراوینکلر(Gupta and Krawinkler) و دیگران در آنالیز لرزه ای سازه بکار گرفته شد. این روش آنالیز همچنین در دستورالعمل ملی کاهش خطر زلزله (NEHRP, FEMA-273) برای اهداف طراحی و ارزیابی مورد استفاده قرار گرفته است.

۱-۳ بهینه سازی سازه ها (تاریخچه)

به طور معمول، یک مسئله بهینه سازی از یک تابع هدف (یا چند تابع) و تعدادی قید در فضای متغییر های طراحی تشکیل شده است و عموما مینیمم هزینه و یا وزن بعنوان هدف بهینه سازی سازه ها انتخاب میگردد. قیود انتخابی در مسئله بهینه سازی سازه ها به گونه ایست که منجر میشود پاسخ های سازه از مقادیر مجاز در سطح عملکرد مورد نظر تجاوز ننمایند. قیود میتوانند شامل محدودیتهای برای ظرفیت مقاومتی اعضا، تغییر مکان طبقات، ناپایداری، فرکانس و یا شکلپذیری سازه باشند. قیود معمولا به صورت روابط نابرابری و به صورت توابع ضمنی از متغییر های طراحی فرموله میشوند. برای سادگی محاسبات لازم است قیود از توابع ضمنی به توابع صریح از متغییرهای طراحی تبدیل شوند.

تاریخ بهینه سازی سازه ها به زمان گالیله و ارائه معیار مقاومت یکنواخت برای تیرهای خمشی توسط وی در سال ۱۶۳۸ بر میگردد. اولین گامهای تحلیلی در بهینه سازی سازه ها توسط مکسول (Maxwell) انجام شدو بعدها توسط میشل (Mitchell) در بهینه سازی خرپاها تحت یک بار نقطه ای و قیود تنشی دنبال گردید.

در طول جنگ جهانی اول و دوم طراحی سازه های هوایی با معیار حداقل وزن و محدودیت تنش اعضا گسترش یافت. مهمترین کارها در این زمینه توسط ککس و اسمیت(Cox and Smith)، ظاهروسکی(Zahorski) و شانلی(Shanley) صورت گرفت. این مطالعات اولیه از آن جهت که مقدمه ای برای ارائه روشهای برنامه ریزی ریاضی((Mathematical Programming (MP)) طراحی بهینه سازه ها گردید حائز اهمیت اند. در دهه ۱۹۵۰ تکنیکهای برنامه ریزی خطی به طور گسترده ای در طراحی پلاستیک قابها مورد استفاده قرار گرفت.

از سال ۱۹۶۰ محققین دریافتند که بهینه سازی سازه ها را میتوان در قالب مسائل ریاضی مطرح کرد.اشمیت (Schmit) الگوریتمی را برای کاربرد روشهای برنامه ریزی ریاضی در حل قیود نابرابری غیرخطی سازه های الاستیک تحت بارهای چندگانه ارائه نمود. این مطالعه آغازگر بهینه سازی مدرن سازه ها بوده و از جهت آنکه مقدمه ای برای روشهای طراحی بهینه خودکار به واسطه ترکیب آنالیز المان محدود و روشهای برنامه ریزی غیر خطی میباشد حائز اهمیت است.

در اواخر دهه ۱۹۶۰، معیار بهینگی (Optimality Criteria) به صورت تحلیلی توسط پراگر و شیلد (Prager and Sheild) و به صورت عددی توسط ونکایا و همکارانش (Venkayya) ارائه گردید. این روش براحتی قابل

برنامه ریزی توسط کامپیوتر بوده و محاسبات آن نسبتا مستقل از حجم مسئله و معمولا همگرا در تکراراهای اولیه میباشد. این عوامل منجر به استفاده فراگیر این روش در دهه ۱۹۷۰ گردید.

روشهای برنامه ریزی ریاضی بدلیل همراه بودن با مفاهیم دقیق تئوری وقابلیت کاربرد در اکثر مسائل بسرعت گسترش یافتند. علت اصلی عدم استفاده از روشهای برنامه ریزی ریاضی قبل از دهه ۱۹۷۰ وجود مسائل با حجم زیاد و نیاز به تکرارهای متعدد آنالیز سازه در بهینه سازی آنها بوده است. بنابراین تلاشهای وسیعی برای حل این مسائل صورت گرفت که منجر به پیدایش روشهای متعدد تقریبی (Schmit and Farshi) از جمله اتصال متغییرهای طراحی، حذف قیود، تقریب قیود با استفاده از بسط مرتبه اول تیلور گردید این روشها به نحو چشمگیری منجر به بهبود کارایی تکنیکهای برنامه ریزی ریاضی گردیدند. فلوری(Fleury, 1979) روش بهینه سازی دوگانه را که در بر گیرنده توامان مفاهیم معیار بهینگی و برنامه ریزی ریاضی میباشد ارائه نمود.

در طول دهه های ۱۹۸۰ و ۱۹۹۰، کاربرد رویکردهای معیار بهینگی و روشهای برنامه ریزی ریاضی در بهینه سازی سازه ها گسترش یافت. در این دوره تحقیقات بسیاری جهت بهبود الگورتیم های ارائه شده در گذشته صورت گرفت برای مثال فلوری (Fleury) روش بهینه سازی دوگانه را بر پایه مفاهیم تقریب محدب (CONLIN) گسترش داد.

قوانین قابل اعتمادی برای مقایسه کارایی الگوریتمهای مختلف بهینه سازی وجود ندارد. مسئله اصلی در مسائل بهینه سازی انتخاب الگوریتمی میباشد که برای حجم وسیعی از نمونه ها پاسخ صحیح و همگرایی را ارائه نماید.

۱-۴ بهینه سازی طراحی لرزه ای

از آنجا که طراحی بر اساس عملکرد مفهوم نسبتا جدیدی است تحقیقات محدودی در زمینه بهینه سازی سازه ها بر اساس معیارهای عملکردی صورت گرفته است. برای اولین بار گانزری (Ganzeri) از آنالیز Pushover به همراه مفاهیم طراحی بر اساس عملکرد در بهینه سازی سازه های بتن مسلح استفاده نمود. وی هزینه مصالح را بعنوان تابع هدف انتخاب کرده و برای اطمینان از حصول عملکرد مورد نظر قیودی را برای چرخش پلاستیک انتهای اعضای سازه ای قرار داد. در این روش فقط سطح عملکرد کاربری بی وقفه مورد نظر بوده است و مابقی سطوح عملکرد، سطح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش، در پایان آنالیز Pushover کنترل میشوند.

گریرسون و اشمیت (Grierson and Schmit) روش بهینه سازی دوگانه را برای فرموله کردن مساله طراحی مینیمم وزن سازه ها با دیواره نازک تحت تنش محوری در حالت سرویس و بارهای نهایی استفاده نمودند. بعدها گریرسون و چیو (Grierson and Chiu) این روش را برای قابهای مسطح با تیر ممتد تحت تنش توام محوری و خمشی گسترش دادند.

چن(Chan) روش تغییر خودکار اندازه اعضا را برای مینیمم ساختن وزن قابهای فولادی بلند مرتبه تحت بار باد ارائه نمود. وی در تحقیقاتش، تغییر مکان بین طبقه ای را بعنوان قید اولیه انتخاب نمود و قیود مقاومتی به صورت ضمنی با محدود کردن سطح مقطع اعضا در مساله وارد شدند.

تورمن و چنگ (Turman and Cheng) از روش معیار بهینگی برای بهینه ساختن سازه ها تحت بارهای لرزه ای استفاده نمودند. آنها مینیمم هزینه سازه را که شامل هزینه ساخت و تعمیرات میشد بعنوان تابع هدف برگزیدند و برای طراحی از آنالیز تاریخچه زمانی و طیفی بهره بردند.

ساسانی (Sasani) روشی را برای طراحی بهینه بر اساس عملکرد دیوارها ارائه نمود. این روش از دو بخش تشکیل شده بود: در ابتدا، دیوار بتن مسلح بر اساس معیارهای مقاومتی و تغییر شکل در حالت سرویس رسانی طراحی میشود و سپس عملکرد ایمنی جانی با استفاده از فرآیند طراحی بر اساس تغییر مکان تامین میگردد. در نهایت کنترل میشود تا شکستهای موضعی در نواحی با تنش بالا رخ ندهد.

چنگ(Cheng) بهینه سازی چندگانه سازه ها را تحت بارهای لرزه ای با استفاده از الگوریتمهای ژنتیک ارائه نمود و در این راستا وزن و انرژی ورودی زلزله را بعنوان دو هدف رقابتی انتخاب نمود.

زو و همکارانش (Xu et al., 2006) روشی را برای بهینه سازی چندگانه سازهای خمشی فولادی بر پایه مفاهیم طراحی بر اساس عملکرد ارائه نمودند. ایشان دو تابع هدف که یکی بیان کننده هزینه سازه و دیگری بیان کننده خسارت وارده و نحوه عملکرد سازه حین زلزله میباشد را برای مسئله بهینه سازی انتخاب نمودند و برای تحلیل، از آنالیز Pushover اصلاح شده توسط گنگ (Gong,2003) و حسن (Hasan et al., 2005) بهره بردند همچنین الگوریتم بهینه سازی انتخابی توسط آنها الگوریتم دوگانه بوده که جهت تعیین مقادیر تغییرات توابع از آنالیز حساسیت گسترش یافته توسط گنگ (Gong, 2003; Gong et al., 2005) استفاده نمودند.

۱-۵ بیان مساله

در این پایان نامه سعی بر آنست تا قابهای خمشی و مهاربندی فولادی تحت توابع هدف مختلف و همچنین اثر توام آنها، با رویکرد عملکردی بهینه شده و در نهایت با مقایسه رفتار واقعی سازه های بهینه شده، موثرترین تابع هدف تعیین گردد. در این راستا در مرحله اول توابع مورد استفاده توسط زو و همکارانش(Xu et al., 2006) مورد بازنگری قرار گرفته و سپس تابع هدف جدیدی با مفهوم انرژی تعریف میشود.

برای تحلیل سازه ها در مراحل بهینه سازی از آنالیز Pushover منتشر شده توسط گنگ (Gong 2003) و حسن(Hasan et al. 2005) استفاده شده و برای بهبود پاسخ این روش اصلاحاتی برای آن پیشنهاد شده است.

برای تحلیل و بررسی رفتار واقعی سازه های بهینه شده، آنالیز دینامیکی غیر خطی با مفاصل گسترده انتخاب گردیده و برای انجام آن از برنامه FEDEASlab استفاده شده است.

۱-۶ فرضیات

در این پژوهش فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

۱) مشخصات هندسی قابها از ابتدا معلوم بوده و در طول مراحل طراحی ثابت باقی میماند.
۲) همه اعضا دارای سطح مقطع ثابت در طول خود بوده و سطح مقطع بعنوان متغییر طراحی انتخاب شده است.
۳) همه اعضا از مقاطع پلاستیک انتخاب شده و لذا میتوان از مسئله کمانش محلی آنها صرفنظر نمود. همه اعضا به طور کامل مهار شده اند بگونه ایکه امکان کمانش جانبی- پیچشی قبل از تبدیل شدن سازه به مکانیزم وجود ندارد.
۴) اتصال بین اعضا به صورت کاملا گیردار و یا کاملا مفصل در نظر گرفته شده است. طول اعضا به صورت محور به محور اندازه گیری شده و لذا اثر ناحیه اتصال در مقاومت اعضا در نظر گرفته نشده است.
۵) تغییر شکلهای برشی به اندازه کافی ناچیز بوده که میتوان از آنها صرفنظر نمود.
۶) تغییر شکلها در ناحیه اتصال تیر به ستون (Panel Zone) در نظر گرفته نشده است.
۷) از سهم دال در سختی طبقات و تیرها صرفنظر شده است لیکن دال طبقات به صورت دیافراگم صلب به گونه ایکه قادر به انتقال بارهای جانبی به اعضای باربر باشد، فرض شده است. از تغییر شکلهای محوری تیرها بدلیل فرض دیافراگم صلب صرفنظر شده و اثرات مرتبه دوم و ترکیب تنشها فقط برای ستونها در نظر گرفته شده است.
۸) در مراحل بهینه سازی فرض شده است که مصالح در مفاصل پلاستیک با طول صفر جاری میشوند. امکان وقوع مفاصل پلاستیک در انتهای اعضا و وسط دهانه ها فرض شده است.
۹) بارهای زلزله در مراحل بهینه سازی، به صورت بارهای جانبی معادل، ایده آل سازی شده و فرض شده است که توزیع آنها درارتفاع قابها متاثراز یک مد ارتعاشی میباشد.
۱۰) در آنالیز دینامیکی انجام شده بر روی سازه های بهینه شده، فرض شده است که امکان جاری شدن اعضا در هر نقطه از ناحیه پلاستیک وجود دارد.