

4. Сторожук, Н. А. Управление режимом формирования железобетонных конструкций [Текст] / Н. А. Сторожук // Строительные материалы и конструкции. – 1987. – № 3. – С. 29-31.
5. Конопленко, А. И. Оптимальный состав бетонной смеси, подверженной вакуумированию [Текст] / А. И. Конопленко, Н. А. Сторожук // Бетон и железобетон. – 1973. – № 5. – С. 28-32.
6. Сторожук, Н. А. Свойства вакуумбетона [Текст] / Н. А. Сторожук // Строительные материалы и конструкции. – 1990. – № 1. – С. 27-30.
7. Сторожук, Н. А. Фильтры для вакуумной обработки бетонных смесей [Текст] / Н. А. Сторожук // Строительные материалы и конструкции. – 1988. – № 2. – С. 28-30.

УДК 624

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТОВ КОМПЛЕКСА ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ «ИЗУМРУДНЫЙ КВАРТАЛ» Г. АСТАНЫ

*к.т.н., Султанов Г.А., инженер Бойко М.В.
ТОО «Базис-проект LTD», г. Алматы*

В период с 2006 по 2010 год в ряду достаточно сложных объектов проектирования ТОО «Базис-проект LTD» выделяется один - это высотный «Комплекс зданий «Изумрудный квартал на Водно-зеленом бульваре в г. Астане.»» (рис.1)



*Рис. 1. Комплекс зданий «Изумрудный квартал»
на Водно-Зелёном бульваре в городе Астане*

Комплекс зданий «Изумрудный квартал » состоит из трех зданий высотой в 37-, 45-, 53- этажей со стилобатами окружающими по периметру башенную часть каждого здания.

Для 37-этажного здания стилобатная часть запроектирована в 3 этажа, из которых один подземный, для 45-этажного здания - 5-этажной, три из которых - подземные, для 53-этажного - 3-х этажный стилобат с одним подвальным этажом.

Здания ассиметричной формы в плане с обратным уклоном и максимальным отклонением верхних этажей около 9 метров. Общая высота 37-этажного здания 149,07м, суммарная расчетная нагрузка от здания с учетом собственного веса фундамента составила 155920,5тонн, площадь фундаментной плиты ростверка 2923м². Эти же параметры для 45-этажного здания следующие: общая высота - 191,72м (со шпилем 201,0м), суммарная расчетная нагрузка 201336,9т, площадь фундаментной плиты 3006м², для 53-х этажного здания следующие: общая высота - 203.44м, суммарная расчетная нагрузка 196796,1т, площадь фундаментной плиты 2923м², часть перекрытий запроектирована из металлических конструкций.

К настоящему времени запроектирован, построен и сдан в эксплуатацию в ноябре 2010 года блок А2 (37-этажное здание), строительство 45-этажного здания (блок Б2) активно продолжается (на 1.08.2011 возведено 44 этажа) и будет закончено в декабре текущего 2011 года.

Таблица 1

Инженерно-геологические условия участка

№ слоя	Возраст, геологический	Подшва слоя, м		Мощность слоя, м	Описание слоя	Физико-механические характеристики				
		глубина	абсолют. отметка			E, МПа	C, кПа	φ, град	J _{Ro} , кПа	ρ _v , г/см ³
1	aQ _{IV}	1,0	340,87	1,0	Суглинки коричневые, твердые, карбонатизированные, с прослойками песка средней крупности, мощностью от 1,7 м до 5,3 м	5,4	16,8	17,3	-	1,99
2		5,0	336,87	4,0	Пески крупные коричневые, с включениями песка мелкого и гравия до 5%, водонасыщенные, мощностью от 3,7 м до 5,3 м	30	1	38	-	1,98
3		6,0	335,87	1,0	Гравийные грунты зеленовато-коричневые, водонасыщенные, с прослойками тугопластичного суглинка до 5 см, мощностью от 0,8 м до 1,0 м	30	1	40	-	2,00
4	e(C ₂)	15,0	326,87	9,0	Суглинки пестроцветные (желтовато-серые, зеленовато-серые), твердые, с включениями дресвы и щебня до 10-25%, мощностью от 4,2 м до 9,0 м	15,2	41,4	30,8	-	2,01
5		18,0	323,87	3,0	Дресвяно-щебенистые грунты зеленовато-серого цвета. Дресва и щебень представлены обломками алевролита с суглинистым заполнителем до 30%. Мощность достигает от 3,0 м до 10,0 м	-	-	-	400	2,10
6		24,0	317,87	6,0	Скальные грунты представлены переслаиванием выветрелых алевролитов и песчаников в виде крупных глыб. Алевролиты и песчаники зеленовато-серые, средней прочности, слабо- и сильновыветрелые, трещиноватые, по трещинам ожелезненные	-	-	-	230	2,50

Город Астана расположен в IV климатическом районе, климат резко континентальный и засушливый, снеговой район -III с нормативным

значением снегового покрова -1,0 кПа (100 кг/м²), ветровой район -III, с нормативным значением 0.38кПа (38 кг/м²). Грунты -песок, гравийные грунты с прослойками суглинка , суглинок, с двумя уровнями грунтовых вод на разной глубине .

Для проектирования этих объектов были разработаны РГП КазНИИССА и ТОО «Проектный институт Базис» специальные технические условия, в которых требования к условиям проектирования в сравнении с СНиП были ужесточены. Конструкции зданий проектировались с учетом дополнительного коэффициента надежности по ответственности здания 1.2, величина нормативной ветровой нагрузки с учетом рекомендаций изложенных в «Методах теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций » В.Д.Райзера , была принята равной 672Па или 67,2 кг/м², а предельные горизонтальные перемещения верха зданий приняты 1/800 высоты здания (для 45- и 53-этажных) и 1/1500 высоты здания для 37-этажного здания, предельные горизонтальные перекосы этажей здания - не более 1/1500 от высоты этажа без учета горизонтальных перекосов обусловленных кренами и поворотами фундаментов и междуэтажных перекрытий в вертикальной плоскости, ускорения колебаний перекрытий верхних этажей при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки не должны превышать 0,8м/сек².

С целью уточнения значений ветровой нагрузки и учитывая рекомендации РГП КазНИИССА изложенные в технических условиях были поведены специальные исследования на основе испытаний моделей конструкции с учетом аэродинамических и динамических эффектов строения по климатическим данным направления ветров г.Астаны , предоставленных Гидрометслужбой г.Астаны за 41- год.

Указанная работа была выполнена фирмой «Alan G. Davenport Wind Engineeing Grop» в 2006 году в Канаде , г. Фергюс, пр.Онтарио. Исследования проводились по методике проверки в Аэродинамической трубе соответствующей или превышающей требованиям по ветровым нагрузкам международных кодов и норм ASCE-7, Британского стандарта BS6399, Гонкогского Свода правил по ветровым эффектам, Справочника Изучения Зданий и Строений в Аэродинамической трубе ASCE №67, Руководством проверки качества Австралийского общества исследований ветра AWES-QAM-1-2001. и состояли из двух частей - создании модели рассматриваемого здания совместно с расположенными вблизи существующими зданиями , сформированными по фотографиям и чертежам на основе климатических данных направленных ветров г.Астаны, предоставленных Гидрометслужбой и расчета здания на ветровую нагрузку. Сравнительные характеристики результатов расчетов выполненного нами в соответствии с техническими условиями с аналогичными характеристиками «Полного отчета по тесту на ветровую нагрузку » по 53-этажному зданию позволили сделать вывод о близкой схожимости ветровых нагрузок. В связи с превышением в окончательный расчет приняты требования по техническим условиям.



Рис.2. Модель 53-этажного здания для испытаний в аэродинамической трубе

КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ЗДАНИЙ

По конфигурации рассматриваемые здания представляют собой неправильные прямоугольники в плане со следующими размерами сторон:

№п.п.	Наименование конструкции	стилобатная часть		Башенная часть	
		X, м	Y, м	X, м	Y, м
1.	37-этажное	64,0	48,0	61,5	30,0
2.	45-этажное	64,5	50,25	53,5	29,5
3.	53-этажное	64,0	48,0	61,5	30,0

Конструктивно каждое из трех зданий решено в виде каркасно-ствольной конструкции со стволом (ядром жесткости), расположенным в центральной части здания, несколькими диафрагмами жесткости в поперечном направлении, расположенными на периферии здания и железобетонным каркасом - колоннами и балками в уровне перекрытий. Все конструкции монолитные, переменного сечения, ступенчатые по высоте запроектированы из бетона различных классов по прочности на сжатие от В40 до В25 с продольной арматурой класса АIII и поперечной класса -АI. Класс бетона балок по технологическим соображениям совпадает с классом бетона соответствующих плит перекрытий.

Ствол (ядро жесткости), диафрагмы и колонны объединены перекрытиями в единую пространственную систему. Плиты перекрытия переменного сечения (кессонного типа) толщиной в балочной части 400 мм и 300мм, и в плитной части 100мм, 150мм и 200мм. С высотой здания размер плит перекрытия увеличивается создавая консоли. Размер консольных участков плит перекрытий по высоте определяется углом отклонения от вертикали, который составляет около 5° - 6°. Для 37-этажного здания увеличение плит начиная с 14 этажа (отм. 49,7м) наибольший размер выступающей консольной части плиты достигает на отм.138,5 и составляет 8,15м. Для 45-этажного здания увеличение начинается с 19 этажа отм. 68,2м, размер вылета консоли на 45-этаже отм. 164.4м достигает 9,1м. Для 53-этажного здания увеличение плит начинается с 30 этажа отм 108,9м достигает на 53 этаже 9, 78м, при этом, начиная с 42 этажа (отм.153.3м) по 48-й этаж (отм.175.5м) консольные участки плит перекрытий запроектированы железобетонными толщиной 100мм по профилированному настилу и металлическим балкам. В каждой из трех конструкций зданий на уровне технических этажей (по 3 уровня) в поперечном направлении расположены балки-стенки толщиной 40см высотой в этаж по 8 шт на каждом нижнем техническом этаже (для 37-этажного здания на 16 этаже, для 45 -этажного на 21 этаже , для 53-этажного на 26 этаже) и по 13 шт на вышележащих технических этажах (для 37-этажного здания на 30 и 34 этажах, для 45-этажного здания на 33 и 41 этажах, для 53-этажного на 49 и 50 этажах). Фундаменты зданий запроектированы комбинированными свайно-плитными с буронабивными сваями диаметром 600мм и длиной 9.0м (в 37-этажном и 53-х этажном зданиях) и 4,0м (в 45-этажном здании). Свайные поля насчитывает от 690 шт до 958 шт. Свайные ростверки представляют собой монолитные плиты толщиной от 2600мм до 3000мм и выполнены из бетона класса В30 с продольной арматурой класса АIII и поперечной класса АI. Заделка свай в ростверк принята жесткой.

РАСЧЕТНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ, СРЕДСТВА И МЕТОДЫ РАСЧЕТА

Расчеты несущих конструкций здания производились по программному комплексу «Лира», v 9.2, v9.4, v9.6 разработанному г.Киев (Украина), в котором реализован метод конечных элементах в перемещениях. При описании конструктивных элементов зданий были применены следующие

универсальные модули, соответствующие определенным типам конечных элементов:

- 10 - стержневой элемент общего вида;
- 41- пластинчатый прямоугольный элемент (оболочка);
- 42- пластинчатый треугольный элемент (оболочка);
- 44- пластинчатый четырехугольный элемент (оболочка);
- 51- связь конечной жесткости по одной степени свободы (используется

для моделирования работы свай).

Несмотря на большие размеры здания и сложность его конструктивной схемы программный комплекс «Лира» позволил разработать компьютерную трехмерную многопараметрическую модель всего здания с учетом податливости основания.

Расчетная модель комбинированного свайно-плитного фундамента была выбрана после опробования нескольких расчетных моделей. Выбор пал на расчетную модель, которая при определении податливости основания рассматривает совместную работу свай и плитного ростверка, при этом считается, что 85% нагрузки воспринимают сваи, а 15% плита. (п.7.4.10, МСП 5.01-101-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов»). Плита ростверка в данной расчетной модели рассматривается на сплошном упругом основании, а сваи моделируются введением в узлы плиты ростверка связей конечной жесткости. Для определения жесткостных характеристик основания использовались результаты полевых испытаний статической нагрузкой опытных и рабочих свай, выполненных ТОО «Астана Геострой». Расчеты строительных конструкций зданий производились в соответствии с требованиями и рекомендациями нормативных документов, действующих на территории Республики Казахстан, а также «Технических условий » на проектирование данного комплекса, разработанного РГП «КазНИИССА» и ТОО «Проектный институт Базис».

Расчеты выполнялись на 8 загрузках :1-собственный вес несущих конструкций, плит перекрытий, колонн(постоянная нагрузка); 2- собственный вес пола , приведенный вес перегородок, собственный вес наружного стенового заполнения с учетом проемности, собственный вес лестниц (постоянная нагрузка); 3- временная нагрузка на перекрытия каждого этажа принята в соответствии с функциональным назначением помещений (кратковременная); 4- снеговая , принята с учетом возможных снеговых мешков (кратковременная); 5-статическая ветровая нагрузка в продольном направлении по оси X (кратковременная); 6- статическая ветровая нагрузка в поперечном направлении по осм Y (кратковременная); 7- пульсационная (динамическая) составляющая ветровой нагрузки в продольном направлении по оси X; 8- пульсационная (динамическая) составляющая ветровой нагрузки в поперечном направлении по оси Y. Загрузки 5-8 знакопеременные, при этом 7 загрузка является сопутствующим 5, а 8-е - 6-му. Загрузки 5 и 6 являются взаимоисключающими по отношению к загрузкам 7 и 8.

Конечными результатами расчетов являются данные по армированию несущих железобетонных элементов конструкций полученные согласно требованиям СНиП 2.03-01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции», а

КРАТКИЙ АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА

Ниже в табл.2 приводятся некоторые результаты расчета общего характера, которые позволяют судить о суммарных нагрузках на здания и его динамических характеристиках.

Табл. 2

Суммарные узловые нагрузки на основную схему

Здание		X	Y	Z	UX	UY	UZ
37-этажное	1-	0.0	0.0	1.135+5	5.725-2	1.641-2	1.796-5
	2-	0.0	0.0	2.294+4	1.497-2	5.122-3	1.806-5
	3-	0.0	0.0	1.894+4	2.149-2	5.490-3	4.484-6
	4-	0.0	0.0	5.405+2	2.470-4	-8.976-5	-1.159-7
	5-	0.0	-1.944+3	0.0	-3.650+1	0.0	0.0
	6-	1.062+3	0.0	0.0	0.0	-2.337+1	0.0
	7-1	3.424+1	1.020+3	-9.550	0.0	0.0	0.0
	7-2	3.277+1	-9.854-1	2.808-2	0.0	0.0	0.0
	7-3	-2.057	2.358-1	-5.215-2	0.0	0.0	0.0
	7-4	2.063-1	-1.965+2	-1.370+1	0.0	0.0	0.0
	7-5	0.0	-1.944+3	0.0	-3.650+1	0.0	0.0
	8-1	6.335-1	1.888+1	-1.767-1	0.0	0.0	0.0
	8-2	5.731+2	-1.723+1	4.912-1	0.0	0.0	0.0
	8-3	-2.877+1	3.297	-7.293-1	0.0	0.0	0.0
	8-4	4.509-4	-4.294-1	-2.994-2	0.0	0.0	0.0
	8-5	1.062+3	0.0	0.0	0.0	-2.337+1	0.0
	45-этажное	1-	0.0	0.0	1.450+5	5.562-2	-8.599-2
2-		0.0	0.0	2.360+4	-1.133-1	-1.988-1	-1.258-5
3-		0.0	0.0	2.600+4	1.201-2	-4.299-2	-6.658-6
4-		0.0	0.0	5.469+2	3.859-4	1.140-5	-2.829-7
5-		-1.445+3	0.0	0.0	0.0	2.873+1	1.083-6
6-		0.0	2.571+3	0.0	4.798	0.0	0.0
9-		0.0	0.0	1.919+2	0.0	0.0	0.0
7- 1		3.611	5.333+1	1.930-1	0.0	0.0	0.0
7- 2		9.098+2	-4.786+1	-7.289-1	0.0	0.0	0.0
7- 3		-1.525+1	9.115	3.062-1	0.0	0.0	0.0
7- 4		2.368-3	-1.539	3.983-2	0.0	0.0	0.0
7- 5		-1.554+2	-1.192+1	-2.894	0.0	0.0	0.0
8- 1		1.015+2	1.499+3	5.424	0.0	0.0	0.0
8- 2		9.313+1	-4.899	-7.461-2	0.0	0.0	0.0
8- 3		-9.632	5.755	1.934-1	0.0	0.0	0.0
8- 4		4.306-1	-2.798+2	7.242	0.0	0.0	0.0
8- 5		-7.245	-5.560-1	-1.350-1	0.0	0.0	0.0
53-этажное	1-	2.290-6	0.0	1.437+5	8.853-2	1.907-2	5.186-6
	2-	0.0	0.0	2.423+4	4.381-2	8.328-2	-4.026-6
	3-	0.0	0.0	2.032+4	2.707-2	4.943-3	1.227-6
	4-	0.0	0.0	5.461+2	4.231-4	-8.024-7	-2.369-7
	5-	0.0	-3.007+3	4.056-1	-5.368+1	0.0	3.374-5
	6-	1.650+3	0.0	0.0	0.0	-2.007+1	0.0
	7- 1	0.0	-1.278+3	0.0	0.0	0.0	0.0
	7- 2	0.0	2.238	0.0	0.0	0.0	0.0
	7- 3	0.0	-6.394-1	0.0	0.0	0.0	0.0
	7- 4	0.0	-2.282+2	0.0	0.0	0.0	0.0
	7- 5	0.0	-3.007+3	4.056-1	-5.368+1	0.0	3.374-5
	8- 1	-9.309-1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	8- 2	-7.740+2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	8- 3	-7.608	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	8- 4	-7.193-4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	8- 5	1.650+3	0.0	0.0	0.0	-2.007+1	0.0

Из таблицы 2 видно, что максимальное значение пульсационной составляющей нагрузки в поперечном направлении по 1-ой форме, в продольном направлении по 2-ой. В табл. 3 приведены данные о динамических параметрах зданий, которые характеризуются периодами его собственных колебаний. Низшими формами собственных колебаний каждого

из трех зданий будут в поперечном (по Y) и продольном (по X) направлениях будут соответственно формы 1 и 2. Из значений периодов собственных колебаний здания видно, что каждое здание в поперечном направлении имеет повышенную податливость, а с учетом большой этажности данные здания можно отнести к зданиям с гибкой конструктивной схемой.

Табл. 3

Собственные значения, частоты, периоды колебаний

этажей	ЗАГРУЖЕНИЯ 7					
	:N	: СОВЕСТВ. ЗНАЧЕНИЯ	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ	: МОДАЛЬНАЯ МАССА
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %
1	0.487334	2.05	0.33	3.0605		
2	0.378600	2.64	0.42	2.3776		
3	0.291055	3.44	0.55	1.8278		
4	0.123761	8.08	1.29	0.7772		
ЗАГРУЖЕНИЯ 8						
:N	: СОВЕСТВ. ЗНАЧЕНИЯ	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ	: МОДАЛЬНАЯ МАССА	:
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %
1	0.487334	2.05	0.33	3.0605		
2	0.378600	2.64	0.42	2.3776		
3	0.291055	3.44	0.55	1.8278		
4	0.123761	8.08	1.29	0.7772		
этажей	ЗАГРУЖЕНИЯ 7					
	:N	: СОВЕСТВ. ЗНАЧЕНИЯ	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ	: МОДАЛЬНАЯ МАССА
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %
1	0.754706	1.33	0.21	4.7396		
2	0.577277	1.73	0.28	3.6253		
3	0.420081	2.38	0.38	2.6381		
4	0.193048	5.18	0.82	1.2123		
5	0.146642	6.82	1.09	0.9209		
ЗАГРУЖЕНИЯ 8						
:N	: СОВЕСТВ. ЗНАЧЕНИЯ	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ	: МОДАЛЬНАЯ МАССА	:
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %
1	0.754706	1.33	0.21	4.7396		
2	0.577277	1.73	0.28	3.6253		
3	0.420081	2.38	0.38	2.6381		
4	0.193048	5.18	0.82	1.2123		
5	0.146642	6.82	1.09	0.9209		
этажа	ЗАГРУЖЕНИЯ 7					
	:N	: СОВЕСТВ. ЗНАЧЕНИЯ	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ	: МОДАЛЬНАЯ МАССА
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %
1	0.824444	1.22	0.19	5.1775		
2	0.592734	1.69	0.27	3.7224		
3	0.386376	2.59	0.41	2.4264		
4	0.204934	4.88	0.78	1.2870		
ЗАГРУЖЕНИЯ 8						
:N	: СОВЕСТВ. ЗНАЧЕНИЯ	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ	: МОДАЛЬНАЯ МАССА	:
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %
1	0.824444	1.22	0.19	5.1775		
2	0.592734	1.69	0.27	3.7224		
3	0.386376	2.59	0.41	2.4264		
4	0.204934	4.88	0.78	1.2870		

Проверка деформации основания на допустимость требованиям значения перемещений свайных ростверков для каждого здания проводилась путем определения общей относительной разности осадок фундамента как абсолютно твердого тела по точкам равноотстоящих друг

от друга относительного геометрического центра плиты ростверка в поперечном и в продольном направлениях.

В таблице 4 для 45-этажного здания приводятся вертикальные перемещения ростверка в поперечном и продольном направлении и общая относительная разность осадок. Учитывая, что деформации основания определяются по нормативным нагрузкам значения перемещений разделены на усредненный коэффициент надежности 1,2.

Табл. 4

Направление	Привязка узла к геометрическому центру ростверка, м								
	-24,0	-16,0	-8,0	0,0	8,0	16,0	24,0		
	от постоянной нагрузки, мм								
Z	-2,784	-7,027	-11,289	-13,310	-10,822	-6,259	-2,169		
	От суммарной кратковременной нагрузки, мм								
Z	-0,555	-1,351	-2,08	-2,245	-1,811	-1,084	-0,432		
	от суммарной ветровой в поперечном направлении, мм								
Z	-1,287	-2,107	-2,433	0,216	2,631	2,018	0,863		
	от суммарной ветровой в продольном направлении, мм								
Z	0,017	0,004	-0,034	-0,100	-0,114	-0,061	-0,018		
ΔS/L от ветровой в поперечном направлении = (-2,107 - (2,018)) : 32000 = -0,000129 < 0,002									
ΔS/L (от пост.+кратк) = (-7,027 + (-1,351)) - (-6,259 + (-1,084)) : 32000 = -1,035 : 32000 = -0,0000324 < 0,002.									
Итого ∑ΔS/L = -0,0000324 + -0,000129 = -0,000162 : 1,2 = 0,000134 < 0,002 (приложение 4.п.1. СНиП 2,02,01-83*)									
Направление	Привязка узла к геометрическому центру ростверка, м								
	-32	-24	-16	-8	0,0	8,0	16	24	32
	от постоянной нагрузки								
Z	-5,844	-10,759	-13,878	-13,770	-13,310	-13,093	-10,551	-8,209	-5,418
	от кратковременной нагрузки								
Z	-0,578	-1,612	-2,268	-2,289	-2,245	-2,241	-1,731	-1,111	-0,487
	От суммарной ветровой в поперечном направлении								
Z	-0,210	-0,605	-0,462	-0,141	0,216	0,461	-0,440	0,480	0,732
	От суммарной ветровой в продольном направлении								
Z	0,086	+0,297	+0,407	+0,175	-0,100	-0,360	-0,328	-0,121	-0,047
ΔS/L от ветровой в продольном направлении = (+0,407 - (-0,328)) : 32000 = -0,0000121 < 0,002.									
ΔS/L (от пост.+кратк) = (-13,878 + (-2,268)) - (-10,551 + (-1,731)) : 32000 = -3,864 : 32000 = -0,000129 < 0,002.									
Итого ∑ΔS/L = -0,0000121 - 0,000129 = -0,000141 : 1,2 = 0,000118 < 0,002 (приложение 4.п.1. СНиП 2,02,01-83*)									

Как видно из таблицы 4, от вертикальных нагрузок плита ростверка прогибается в средней части и полученные значения деформации основания - относительная разность осадок не превышает допустимых. В продольном направлении относительные осадки меньше, чем в поперечном.

Максимальная величина осадки основания весьма незначительная и составляет 17,855мм. «Нависание » верха здания в целом не приводит к существенному крену здания. Крен здания от ветровых нагрузок в поперечном направлении также небольшой и с учетом постоянных нагрузок не создает выдергивающих нагрузок на сваи.

В таблице 6 приведены перемещения улов перекрытий на пересечении осей Ж и 2 ,от ветровых нагрузок начиная с пола 38 этажа от 138,5м по кровлю.

Табл. 6

Нап- рав- ление	Отметки, м								
	138,5	142,2	145,9	149,6	153,3	157,925	162,55	167,175	171,8
<i>от статической ветровой нагрузки в поперечном направлении, мм</i>									
х	5,196	5,119	5,050	4,903	4,562	4,347	4,226	4,035	3,801
у	-172,969	-177,514	-182,110	-186,413	-189,594	-194,96	-200,576	-206,053	-211,403
<i>от динамической ветровой нагрузки в поперечном направлении</i>									
х	0,166	0,036	-0,085	-0,268	-0,608	-0,865	-1,051	-1,297	-1,568
у	-125,105	-128,648	-132,238	--135,590	-138,027	-142,180	-146,501	-150,698	-154,795
<i>от статической ветровой нагрузки в продольном направлении</i>									
х	54,496	55,947	57,373	58,772	60,109	61,816	63,485	65,159	66,781
у	-4,278	-4,327	-4,339	-4,339	-4,459	-4,427	-4,399	-4,386	-4,358
<i>от динамической ветровой нагрузки в продольном направлении</i>									
х	-42,847	-44,044	-45,223	-46,376	-47,460	-48,849	-50,203	-51,558	-52,874
у	9,805	10,000	10,166	10,312	10,511	10,654	10,795	10,942	11,076

Максимальное перемещение пола 45-этажа от 167,175м в поперечном направлении от динамической (пульсационной) составляющей ветровой нагрузки при коэффициенте надежности по нагрузке 1,4 и при нормативной величине ветрового давления 67,2кг/м2 равно 150,698мм. Для определения на уровне пола 45этажа от 167,175м предельных значений перемещений в поперечном и продольном направлениях принимаем сумму перемещений от статической и динамической (пульсационной) составляющих ветровой нагрузки:

$$\Delta Y = (\Delta Y_{ст} + \Delta Y_{дин}) * 0.4039 = (-206,053 - 150,698) * 0.4039 = 144,09\text{мм} = 0,1441\text{м} < 0,235\text{м}$$

$$\Delta X = (\Delta X_{ст} + \Delta X_{дин}) * 0.4039 = (65,159 + 51,558) * 0.4039 = 47,142\text{мм} = 0,04714 < 0.235\text{м}.$$

Максимальные ускорения пола 45 этажа в поперечном направлении 75,37мм/с² < 80 мм/с², в продольном - 43,62мм/с² < 80 мм/с², они также не превышают предельных значений предписанных «Техническими условиями» 80 мм/с². По предельным горизонтальным перекосам этажей «Технические условия » дают рекомендацию, чтобы они не превышали 1/1500 высоты этажа, то есть для типового этажа величина предельного перекоса будет равна 3700/1500= 2,47мм. Это ограничение введено для предотвращения повреждений наружных ограждающих конструкций и перегородок.

Для определения перекосов принимаем сумму перемещений от статической и динамической составляющих ветровой нагрузки, а величину горизонтального перекоса определяем как разницу горизонтальных перемещений верха и низа этажа без учета горизонтальных перемещений от

поворота плит перекрытия в вертикальной плоскости. Определенный таким образом перекос для 45-го этажа, высотой 4,63м, составляет;

$$\Delta 45(\text{ по оси } Y) = (366,199 - 356,751 - (356,751 - 347,077)) * 4,63 * 1000 / 4.62 * 1000 / 1.4 = 0,176357 \text{ мм} < 3,087 \text{ мм}$$

$$\Delta 45(\text{ по оси } X) = (119,655 - 116,717 - (116,717 - 113,688)) * 4,63 * 1000 / 4.62 * 1000 / 1.4 = -0,0693 \text{ мм} < 3,087 \text{ мм}.$$

Для 34 этажа, высотой 3.7м, на отм 123,7м, равен:

$$\Delta 34(\text{ по оси } Y) = (273,021 - 265,00 - (265,00 - 259,552)) * 3.7 * 1000 / 3.7 * 1000 / 1.4 = 1.838 \text{ мм} < 2,47 \text{ мм}$$

$$\Delta 34(\text{ по оси } X) = (89,187 - 86,396 - (86,396 - 83,697)) * 3.7 * 1000 / 3.7 * 1000 / 1.4 = 0,0657 \text{ мм} < 2,47 \text{ мм}$$

Таким образом, все требования «Технический условий» при расчете и проектировании были выполнены. Аналогичные проверки были проведены и для двух других зданий - 37-этажном и 53-х этажном.



Рис.3 «Изумрудный квартал . 45- здание»

При возведении надземной части зданий как 37-этажного, так и 45-этажного для проверки ожидаемых расчетных деформационных показателей осадки и крена специализированной организацией ТОО «KGS» проводится ежемесячный геотехнический мониторинг. Геодезические наблюдения и измерения величин деформаций основания проводились по внешней сети геодезических наблюдательных марок заложенным после изготовления свай

и устройства плитного ростверка. Так по состоянию на 1 августа 2011 года по 45-этажному зданию, когда возведено 44 -этажа , осадка составила 15,56мм, при расчетном значении 17,855мм .

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представленный опыт проектирования, расчетов и возведения высотного «Комплекса зданий «Изумрудный квартал » из 3-х зданий :37-этажного, 45-этажного и 53-этажного имеет следующие особенности:

- здания нетрадиционной конструктивной схема (асимметричной формы с обратным уклоном, с углом отклонения от 5°-6°) со свайно-плитными фундаментами;

- использование опыта Канады при определении ветровой нагрузки для г.Астаны по аэродинамическим испытаний модели здания и результатов расчета 53-здания по программе ETABS;

- расчеты и проектирование выполнялись по специальным «Техническим условиям» ужесточающим требования СНиН ;

- осуществление расчетов двумя организациями ТОО «Базис-проект LTD» и РГП «КазНИИССА»;

- проведение регулярного геомониторинга по определению осадки и кренов при возведении зданий ТОО «KGS»;

- близкая сходимоть результатов расчета по ПК «Лира» и показаниями геомониторинга.

Опыт оказался успешным. Ветровая нагрузка принятая по Техническим условиям превышала определенную по аэродинамическим испытаниям и была принята в расчет. Расчетная осадка ниже предельно допустимой величины. Крен незначительный, практически отсутствует. Использование параллельного расчета двумя организациями позволило избежать грубых и случайных ошибок.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. РГП «КазНИИССА», ТОО ПИ «Базис»
Технические условия на проектирование комплекса зданий «Изумрудный квартал» в г.Астане, г.Алматы, 2006г.
2. В.Д.Райзер «Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций»
3. Фирма «Alan G. Davenport Wind Engineering Group»
Полный отчет по тесту на ветровую нагрузку , Канада, г. г.Фергюс, пр.Онтарио, 2006г.
4. Программный комплекс «Лира» v9.2, v9.4, v9.6.
5. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»
6. СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции»
7. СНиП РК 5.01-01-2002 «Основания зданий и сооружений»
8. МСП 5.01-101-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов»